



Análisis en 3D de los movimientos del terreno causados por la excavación mecanizada de túneles (EPB)

TESINA DE MÀSTER presenta para obtener el título de Máster Universitario en Ingeniería
Geológica y de Minas por la Universidad Politécnica de Catalunya

Tesina de Especialidad

Autor:

Peng Sun

Director de Tesina:

Maria Teresa Yubero de Mateo

Tutor Externo

Daniel Tarragó Munté

Programa de Máster:

ENGINYERIA GEOLÒGICA I DE MINES

RESUMEN

El progresivo incremento en la construcción de túneles urbanos a poca profundidad, todo y que a largo plazo aportan evidentes ventajas desde el punto de vista urbanístico y ambiental, pueden crear a corto plazo problemas significativos. Una de las principales preocupaciones, es la generación inevitable de movimientos en zonas cercanas al túnel durante el proceso de construcción y su afectación a estructuras y servicios cercanos.

En los últimos años, se ha hecho un uso cada vez más frecuente de máquinas integrales para el proceso de ejecución de túneles urbanos, debido a sus importantes ventajas en cuanto a mínima afección al entorno, la seguridad de operación y elevado rendimiento. En concreto, las máquinas tuneladoras se han afianzado como unas máquinas muy versátiles y seguras, para este tipo de ambientes urbanos.

Un claro ejemplo, de ejecución de túneles con máquina tuneladora del tipo EPB es el caso de la línea 9 del metro de Barcelona. La futura línea de metro, será la más larga de Europa con aproximadamente 47.8 Km de longitud, la cual, discurre por suelo urbano casi en su totalidad. Otra de las características que la hacen aún más particular a la línea, son los dos grandes diámetros de excavación de 12 y 9.4 metros que se están utilizando. Además el trazado de la línea 9 transcurre bajo condiciones geológicas muy diversas como: Rocas Ígneas (granito con diferentes grados de meteorización), rocas blandas (conglomerados del Plioceno y Mioceno, arcillas sobre-consolidadas y gravas) y suelos de diferentes características (coberturas de materiales del cuaternario y depósitos de aluviales en las zonas deltaicas).

La ejecución de estas excavaciones subterráneas puede ir acompañada de movimientos en el terreno. Estos movimientos pueden comportar graves daños en estructuras de diversa índole, siendo especialmente sensibles cuando estas excavaciones discurren bajo zonas urbanas.

En estudios previos, se han desarrollado herramientas para la modelización numérica en 2D de los movimientos del terreno producidos durante y tras el proceso de excavación de un túnel mediante tuneladora, con la finalidad de reproducir estos movimientos. En la presente tesina se propone extender dichos estudios previos al dominio 3D y aplicar dicho modelo para el caso de una excavación real.

El objetivo principal de la tesina es construir el modelo de elementos finitos con el programa de cálculo Plaxis en 3 dimensiones, y realizar el cálculo. Además de comparar los resultados del modelo con los datos reales, y estudiar intensamente las simulaciones para ver la eficiencia de los resultados calculados por el programa.

ABSTRACT

The increasing urban tunneling under low depth, is very frequently in the last years .It has benefit in large term but it can get significant problems in short term. One of the main worries about tunnels, are the ground movements closely to the tunnel on the construction process due to the fact the affection of these movements close to some sensitive structures

In the last years, machines driven tunnels has been used frequently on tunnel constructions, due to important progress about closely to the tunnel, it is common to use this kind of machine in urban tunnel construction. These machines are very useful for their versatility and security, concretely Earth Pressure Balance (EPB) boring machines provides substantial support to the excavated face at all times, thus allowing good ground movements control.

The Metro Line 9 is a clear example of EPB tunneling. The future Metro Line 9 will be the largest line in Europa. It has a total length of 47.8 Km and is currently under construction in the Barcelona metropolitan area. Tunneling is performed by two diameter EPB machines of 9.4 m and 12 m diameter. In addition, the Metro Line 9 profile crosses different soils and rocks types: Igneous rocks, soft soils (conglomerate of Pliocene and Miocene age, over consolidated clays and sand) and soft deltaic deposits of Holocene age.

The execution of these underground excavations is always accompanied by movements on the ground. The movements may lead to severe damage to structures of various kinds, being especially sensitive when these excavations run beneath urban areas.

In the previous studies, we have developed tools for 2D numerical modeling of ground movements during and post the process of tunneling by TBM, with the aim of reproducing these movements. In this thesis it is proposed to extend these previous studies to the 3D domain and apply this model to the case of an excavation.

The main aim of the thesis is to build the finite element model with the program Plaxis 3D calculation and realize the calculation. Compare the model results with real data, analyze and evaluate the simulations to see the efficiency of the results calculated by the program.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB),Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht)	13
Figura 2. 2 Inyección de mortero en el gap de excavación, Paymacotas 2009.....	17
Figura 2. 3 Geometría de asientos inducida por la excavación de un túnel. (Attewell y Yeates et)	18
Figura 2. 4 Cubeta transversal de asientos (Peck, 1969).	19
Figura 2. 5 Perfil de asientos longitudinales. (Yubero,2013)	21
Figura 2. 6 Variación del parámetro i con la profundidad. (O'Reilly, 1982).....	23
Figura 2. 7 Variación del parámetro K con la profundidad. (Mair 1993).....	24
Figura 3. 1 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona. (Yubero,2013)	27
Figura 3. 2 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona. (Yubero,2013)	29
Figura 3. 3 Trazado en planta del Tramo 1, pozos y estaciones. (Aeroport del Prat – Estación de	29
Figura 3. 4 Mapa general geológico de la ciudad de Barcelona y cercanías. (Yubero,2013)....	31
Figura 3. 5 Corte geológico del Delta emergido y sumergido. (Yubero,2013).....	33
Figura 3. 6 Situación de las secciones de control estudiadas. (Yubero,2013)	34
Figura 3. 7 Fotografía de la sección de control PK 4+000. (Yubero,2013)	34
Figura 3. 8 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+000m. (Yubero,2013)	35
Figura 3. 9 Sección transversal instrumentada PK 4+000.(Yubero,2013).....	35
Figura 3. 10 Corte geológico del trazado de la Línea 9 del metro de Barcelona. (Yubero,2013)	36
Figura 3. 11 Asiento transversal en superficie de plazo corto.....	37
Figura 3. 12 Asiento transversal en superficie de plazo largo.	37
Figura 3. 13 Asiento longitudinal en superficie,Yubero (2015).	37
Figura 3. 14 Asiento transversal en profundidad de plazo corto	38
Figura 3. 15 Asiento transversal en profundidad de plazo largo	38
Figura 3. 16 Asiento longitudinal en profundidad de $z=-3.5m$	39
Figura 3. 17 Asiento longitudinal en profundidad de $z=-6.5m$	39
Figura 3. 18 Asiento longitudinal en profundidad de $z=-9.5m$	39
Figura 4. 1 Elástico-perfectamente plástico suposición del modelo de Mohr-Coulomb. Kok Sien Ti(2009)	40
Figura 4. 2 Círculos que representan un ensayo triaxial. Sven Möller(2006)	41
Figura 4.3 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c = 0$). Kok Sien Ti(2009)	42
Figura 4.4 Relación hiperbólica para la carga principal y deformación axial. Sven Möller(2006)	45
Figura 4.5 Loci rendimiento sucesiva para el endurecimiento de corte y el endurecimiento de compresión en pq-espacio.(Manual de Plaxis 3D)	46

Figura 4.6 Contorno total del rendimiento en el espacio de tensiones principales. Kok Sien Ti(2009)	46
Figura 4.7 HS-Small Model: extensión de incorporar el modelo HS pequeña rigidez deformación. (Manual de Plaxis 3D)	47
Figura 4.8 Small strain stiffness curva para un suelo en particular la adopción de módulo de corte. (Manual de Plaxis 3D)	48
Figura 4.9 Contorno total del rendimiento en el espacio de tensiones principales de HSSM. (Zheng,2008)	49
Figura 4.10 La comparación de la aplicabilidad. Kok Sien Ti(2009).....	49
Figura 4.11 Aproximación para las simulaciones de casos prácticos. Sven Möller(2006).....	50
Figura 4.12 Las condiciones de contorno de abajo, superficie y contornos de la mitad simétrica. Sven Möller(2006)	51
Figura 4.13 Material de los tramos del modelo	52
Figura 4. 14 Paso 1 de construir una etapa de avance	59
Figura 4. 15 Paso 2 de construir una etapa de avance	60
Figura 4. 16 Paso 3 de construir una etapa de avance	60
Figura 4. 17 Paso 4 de construir una etapa de avance	61
Figura 4. 18 Paso 5 de construir una etapa de avance	61
Figura 4. 19 Paso 6 de construir una etapa de avance	62
Figura 4. 20 Etapas de la construcción de un modelo de túnel de escudo	62
Figura 4. 21 La fase inicial del modelo	63
Figura 4.22 El avance de excavación	63
 Figura 5. 1 La dimensión del modelo	64
Figura 5. 2 Fases de cálculo y modelo definido.....	65
Figura 5. 3 Puntos investigados.	66
Figura 5. 4 Deformación de punto A.	66
Figura 5. 5 Deformación de punto D.	66
Figura 5. 6 Deformación de punto E.....	67
Figura 5. 7 Deformación de punto C.	67
Figura 5. 8 Exceso de presión de punto K.....	67
Figura 5. 9 Exceso de presión de punto L.	67
Figura 5. 10 Exceso de presión de punto H.	68
Figura 5. 11 Exceso de presión de punto M.	68
Figura 5. 12 Comparativa resultados de modelo corto y datos de instrumentación(Longitudinal).....	69
Figura 5. 13 Comparativa resultados de modelo corto y datos de instrumentación(Transversal).....	69
 Figura 6. 1 La dimensión nueva del modelo.....	70
Figura 6. 2 Refinados de la zona radial.....	71
Figura 6. 3 Fases de cálculo y modelo definido.....	72
Figura 6. 4 Asiento total del modelo calculado	72
Figura 6. 5 Asiento longitudinal de corto plazo.....	73

Figura 6. 6 Asiento longitudinal de largo plazo.....	73
Figura 6. 7 El corte del asiento máximo en el plano XZ.....	74
Figura 6. 8 Asiento transversal a corto plazo.....	74
Figura 6. 9 Asiento transversal a largo plazo.....	74
Figura 6. 10 Asiento transversal a corto plazo.....	75
Figura 6. 11 Asiento transversal a largo plazo.....	75
Figura 6. 12 Puntos elegidos para sacar los movimientos verticales	76
Figura 6. 13 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=0m$).....	76
Figura 6. 14 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=+6.3m$).....	77
Figura 6. 15 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=-7.2m$)	77
Figura 6. 16 La comparación de asiento longitudinal (de corto y largo plazo).....	78
Figura 6. 17 En superficie (a largo plazo)	79
Figura 6. 18 En superficie (a corto plazo)	79
Figura 6. 19 Asiento trans.versal($z=-3.5m$) de corto plazo	80
Figura 6. 20 Asiento transversal ($z=-6.5m$) de corto plazo	80
Figura 6. 21 Asiento trans. ($z=-9.5m$) de corto plazo	80
Figura 6. 22 Asiento transversal ($z=-3.5m$) de largo plazo.....	81
Figura 6. 23 Asiento transversal ($z=-6.5m$) de largo plazo.....	81
Figura 6. 24 Asiento transversal($z=-9.5m$) de largo plazo	81
Figura 6. 25 Movimientos verticales de $x=0m$	82
Figura 6. 26 Movimientos verticales de $x=+6.3m$	83
Figura 6. 27 Movimientos verticales de $x=-7.2m$	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA.....	11
Tabla 4. 1 Parámetros utilizados del modelo de Mohr-Coulomb.....	41
Tabla 4.2 Parámetros utilizados del modelo de HardeningSoil.	43
Tabla 4.3 Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1. Yubero(2013)	56
Tabla 4.4 Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1. Yubero(2013)	56
Tabla 4.5 Las propiedades del material del suelo	57
Tabla 4.6 Las propiedades del material de la placa.....	58
Tabla 4.7 Las propiedades del material de túnel.....	58
Tabla 5. 1 Información de fase de cálculo del corto modelo.....	66
Tabla 6. 1 Información de fase de cálculo del largo modelo.....	72

ÍNDICE

RESUMEN	2
ABSTRACT.....	3
LISTA DE FIGURAS.....	4
ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE	7
CAPÍTULO 1	9
INTRODUCCIÓN.....	9
1.1. Introducción general	9
1.2. Objetivos y contribución de la tesina	9
1.3. Resumen del trabajo	9
CAPÍTULO 2	11
ANTECEDENTES	11
2.1. Introducción	11
2.2. Procedimientos constructivos con tuneladora EPB.....	13
2.2.1. Características generales.....	13
2.3. Movimientos en el terreno causados por la excavación	14
2.4. Medidas aplicadas para minimizar la generación de asientos:	16
2.5. Métodos para la estimación de movimientos en el terreno en condiciones “greenfield”	17
2.6. Movimientos en superficie.....	18
2.6.1. Movimientos transversales	18
2.6.2. Movimientos longitudinales.....	20
2.6.3. Volumeloss	21
2.6.4. Anchura de la cubeta transversal de asiento	22
2.7. Movimientos en profundidad	22
CAPÍTULO 3	25
CASO ESTUDIADO: TÚNEL DE LA LÍNEA 9.....	25
3.1. Antecedentes de línea 9.....	25
3.1.1. Descripción del proyecto de la Línea 9.....	26
3.1.2. Descripción y características del trazado de la Línea 9	26
3.1.3. Ámbito de trabajo	28
3.1.4. Descripción geológica general.....	30
3.1.5. Contexto geológico del delta del Llobregat.....	31
3.2. Ámbito de estudio.....	33
3.2.1. Sección 4+000	33
3.2.2. Posición del túnel	34
3.2.3. Condiciones geológicas	35
3.2.4. Instrumentación y monitorización	36
CAPÍTULO 4	40
MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EN 3D.....	40
4.1. Modelos constitutivos utilizados.....	40

4.1.1.	Mohr-Coloumb.....	40
4.1.2.	HardeningSoilModel.....	43
4.1.3.	HardeningSoilSmallStrainModel	47
4.2.	Cubeta de asientos paso a paso	50
4.3.	Condiciones de contorno	50
4.4.	Parámetros de entrada.....	51
4.4.1.	Suelo.....	51
4.4.2.	Escudo de TBM.....	57
4.4.3.	Revestimiento de Túnel.....	58
4.5.	Método constructivo.....	59
CAPÍTULO 5		64
3D PRELIMINAR.....		64
5.1.	Dimensiones de la malla	64
5.2.	Condiciones del análisis y etapas definidas	64
5.3.	Resultados	66
5.4.	Comparativa resultados modelo instrumentación.....	69
CAPÍTULO 6		70
3D Extendido.....		70
6.1.	Dimensiones de la malla	70
6.2.	Condiciones del análisis y etapas definidas	71
6.3.	Resultados modelo.....	72
6.3.1.	Movimiento del terreno en superficie	73
6.3.2.	Movimiento del terreno en profundidad	75
6.4.	Comparativa resultados modelo instrumentación.....	78
6.4.1.	Asiento longitudinal	78
6.4.2.	Asiento transversal.....	78
6.4.3.	Movimientos verticales	82
CAPÍTULO 7		84
CONCLUSIONES		84
FUTUROS TRABAJOS.....		86
REFERENCIAS.....		87

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción general

El crecimiento de muchas ciudades en últimos años, hace necesaria la construcción de nuevas infraestructuras. El espacio urbano cada vez es más limitado y las construcciones subterráneas cobran más interés. La última línea, la cual se añadirá al sistema actual de red de metro del área metropolitana de Barcelona, es la Línea 9, todavía a día de hoy en fase de construcción.

La ejecución de estas excavaciones subterráneas puede ir acompañada de movimientos en el terreno. Estos movimientos pueden comportar graves daños en estructuras de diversa índole, siendo especialmente sensibles cuando estas excavaciones discurren bajo zonas urbanas.

En estudios previos, se han desarrollado herramientas para la modelización numérica en 2D de los movimientos del terreno desarrollados durante y a posteriori del proceso de excavación de un túnel mediante tuneladora, con la finalidad de reproducir dichos movimientos. En la presente tesina se propone extender dichos estudios previos al dominio 3D y aplicar dicho modelo para el caso de una excavación.

1.2. Objetivos y contribución de la tesina

El objetivo principal de la tesina es construir varios modelos de elementos finitos con el programa de cálculo Plaxis en 3 dimensiones y realizar el análisis. Además de comparar los resultados del modelo con los datos reales y estudiar en profundidad las simulaciones para ver la eficiencia de los resultados calculados por el programa.

Para alcanzar estos objetivos, se deben conocer y realizar las siguientes tareas:

- Mecanismos de los asentamientos producidos por la excavación de túneles.
- Familiarización con el programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 3D.
- Comportamiento de las tuneladoras EPB durante la excavación de túneles y la generación de movimientos en el terreno.
- Tratamiento de los datos recogidos de la instrumentación de campo.

1.3. Resumen del trabajo

La tesina de master que se presenta consta de 7 capítulos. A continuación se resume brevemente el contenido de cada capítulo.

El segundo capítulo repasa los métodos de cálculo de predicción de movimientos del

terreno inducidos por una excavación subterránea. Después se hace una introducción del método constructivo con tuneladora, en concreto con EPB y los movimientos que estas máquinas puede producir. Además se enfatiza sobre el uso de las expresiones utilizadas para la evaluación de asentamientos.

En el capítulo 3 se presenta el caso particular de la Línea 9 del metro de Barcelona -el ámbito de trabajo elegido en esta tesis-, junto a su descripción geológica y geotécnica.

En el capítulo 4 se presenta el proceso para construir el modelo de elementos finitos 3D. Éste incluye 3 modelos constructivos distintos, los pasos detallados y los parámetros de entrada.

En el capítulo 5 se hace una prueba con un modelo corto y se realiza una comparación con resultados reales, donde se muestra la necesidad de construir el modelo más largo para simular los asentamientos con más precisión.

En el capítulo 6 se construye un modelo largo y se realiza una comparación de resultados reales con los resultados calculados con Plaxis 3D, donde se mostrarán las diferencias que existen entre el modelo y el caso real.

Por último, en el capítulo 7 se realizarán unas conclusiones finales y recomendaciones futuras.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1. Introducción

En los últimos años, la industria mecanizada ha desarrollado maquinaria muy diversa para adaptarse a cualquiera de las necesidades en lo que se refiere a la construcción de túneles.

La historia moderna en la construcción de túneles se inició en 1825, cuando Marc Brunel comenzó a perforar un túnel bajo el río Támesis, de unos 450 m de longitud bajo la protección de un rudimentario escudo, una descripción detallada de la geología y de los problemas constructivos de la obra se puede encontrar en Skempton y Chrimes, 1994. A partir de entonces hasta la actualidad, la evolución y el uso de las máquinas integrales, y en concreto el uso de las máquinas de presión de tierras (EPB) es cada vez más frecuente en el proceso de ejecución de túneles urbanos. Sus importantes ventajas en cuanto a la mínima afección al entorno, la seguridad de operación y elevado rendimiento hacen que las máquinas tuneladoras se hayan afianzado como unas máquinas muy versátiles y seguras, para este tipo de ambientes urbanos.

Ciente	Obra	Empresa Constructora	Tipo de tuneladora	Diámetro (m)
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Triangle	EPB	11.90
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 1	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 2	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 1	EPB	9.40
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 2	EPB	9.40
FCG	Ferrocarril Terrassa	UTE Terrassa	2 EPB	6.40
FCG	Ferrocarril Sabadell	Acciona	2 EPB	6.40
Adif	AVE	UTE Montcada	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Sagrada Familia	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Girona	EPB	10.00

Tabla 2. 1Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA PRESS), 16/Mayo/2008)

Algunos ejemplo de túneles construidos mediante tuneladora EPB en ambientes urbanos los encontramos en: la línea B del metro de Toulouse (Emeriault et al., 2005 y 2008), la ampliación de Jubilee Line (Dimmock, 2003) y ChannelTunnel Rail Link(Wongsaroj et. al., 2005) en la ciudad de Londres, el metro de Oporto (Babendererde, 2004), la extensión sur del metro de Torino entre muchos otros.En España en los últimos años, numerosas obras importantes se han llevado a cabo con este tipo de máquinas tuneladoras como: la ampliación del metro de Madrid o la construcción de la línea 9 de metro de Barcelona (Gens, 2009, 2010, todavía en construcción a día de hoy). Durante el año 2009, únicamente en el área metropolitana de Barcelona, catorce máquinas tuneladoras estaban excavando el subsuelo catalán, doce de ellas, del tipo (EPB) (Tabla 2.1).

Debido a ello, numerosas investigaciones se han llevado a cabo, relacionadas todas ellas, con el objetivo de obtener máquinas más competitivas y versátiles en la construcción de túneles con máquinas integrales, como por ejemplo: la introducción de nuevas herramientas y su disposición en las máquinas integrales, estudios sobre la estabilidad del frente de excavación (Davis, 1980; Broms y Bennermark, 1967), técnicas en la presurización del frente con EPB (Clough et al. 1983, Lee et. al 2000), estudios sobre la influencia del acondicionamiento del material excavado durante el proceso de excavación (Peña 2007).

Un área de investigación también relacionada con el uso de máquinas tuneladoras, muy importante y donde se centrará la presente tesina, es el estudio de los movimientos en el terreno (O'Reilly, 1982;Mair, 1993 y 2003) y la correlación entre tales movimientos y los parámetros de control que disponen las máquinas tuneladoras.

Por norma general, toda excavación subterránea, provoca una alteración en el estado inicial, lo que puede conllevar una generación de movimientos del terreno con el fin de restablecer el equilibrio tensional del suelo. Estas deformaciones en las cercanías de la excavación se reflejan en superficie como asientos, y se constituyen el fenómeno conocido como subsidencia.

Las máquinas tuneladoras EPB, en el proceso de excavación de túneles, disponen de algunos mecanismos de mitigación para paliar en la mayor medida tales movimientos (Cording, 1991; Matsushita et al., 1995, Mair y Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaroj et al. 2006, Gens, 2011) y que serán estudiados en el caso particular de la construcción de la Línea 9 de metro de Barcelona.

El capítulo empieza dando las principales causas de generación de movimientos en excavaciones con máquinas EPB. A continuación se describen los métodos de estimación de movimientos en el terreno, tanto en superficie, como en profundidad.

2.2. Procedimientos constructivos con tuneladora EPB

2.2.1. Características generales

El proceso mecanizado en la construcción de túneles, en suelos inestables, usualmente se realiza mediante la sujeción del frente de excavación para prevenir el colapso del terreno. En este proceso, el uso de máquinas de presión de tierras (EPB) es particularmente importante. Esta operación empezó en Japón hace algo más de dos décadas, a finales de los años setenta, principios de los años ochenta. Las máquinas EPB, se basan en el principio de equilibrio, entre el frente de la excavación y el propio terreno excavado situado en la cámara de tierras. Utilizan el propio terreno excavado como soporte del frente de excavación. En la Figura 2.1, se muestran los principales elementos característicos de este tipo de máquinas.

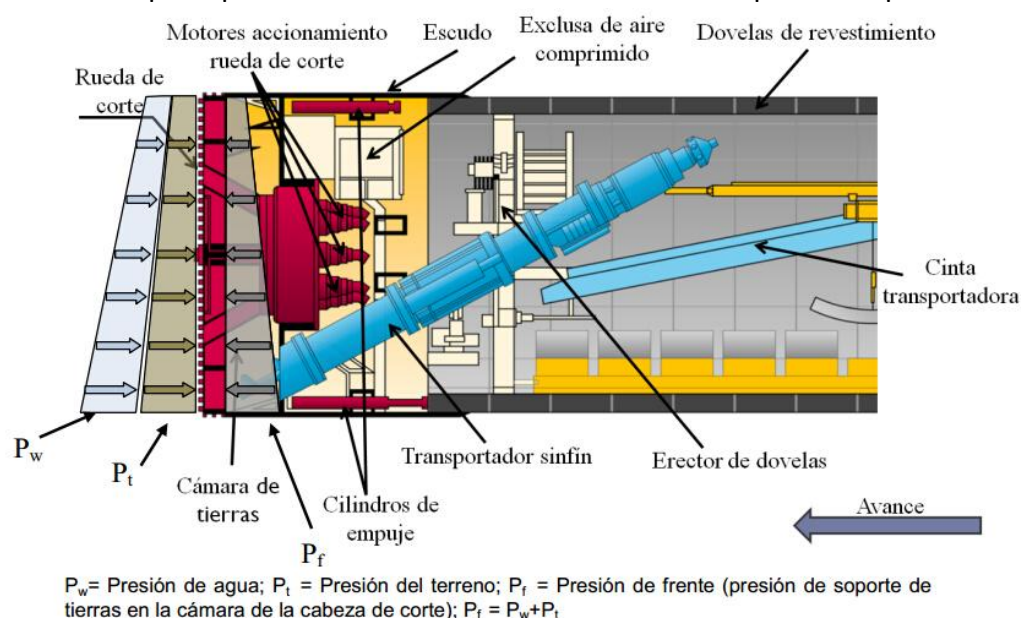


Figura 2. 1 Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB), Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht)

La función elemental de la cabeza de corte de la máquina EPB, provista de dientes o picas, es excavar el suelo. Ésta cabeza recibe la fuerza necesaria mediante los motores de accionamiento situados bajo un revestimiento de acero llamado escudo. El suelo excavado pasa dentro de la cámara presurizada de tierras, situada por detrás de la rueda de corte. En esta cámara, el material excavado se comprime y a su vez forma un tapón, que sostiene el frente y evita la entrada de las aguas subterráneas. A parte de la presión en el frente, uno de los factores clave en las máquinas EPB, es la extracción del material excavado de la cámara presurizada mediante el uso de un tornillo sinfín. Este tornillo juega un papel muy importante en el proceso de excavación ya que disipa la diferencia de presión entre la cámara de tierras y el túnel. El tornillo transporta y descarga a presión atmosférica el material excavado sobre una

cinta transportadora que lleva el suelo hacia el exterior del túnel.

El volumen excavado debe ser igual al volumen extraído de la cámara, para conseguirlo se pesa todo el material extraído, ajustando la velocidad de rotación del tornillo sinfín, y la presión de tierras del frente. A modo de ejemplo, la presión de tierras se incrementa mediante el aumento de la velocidad de perforación de los cilindros de empuje o reduciendo la velocidad de rotación del transportador de tornillo, y se reduce realizando el proceso inverso.

Con el fin de conseguir un rendimiento óptimo con este tipo de máquinas, la tierra excavada debe tener una consistencia, homogeneidad, plasticidad y una fricción adecuada que fácilmente pueda ser extraída de la cámara de presión de tierras a través del transportador de tornillo sinfín (Maidl et. al, 1995). El terreno natural no siempre es adecuado para el uso de las máquinas EPB, por lo que las modificaciones de sus propiedades en el frente de la excavación, en la cámara de presión de tierras o incluso en el transportador de tornillo pueden ser necesarias. Un buen conocimiento de las propiedades del suelo y la utilización de agentes condicionantes, permite un mejor control en las operaciones de uso de las máquinas EPB y mejores rendimientos (Peña 2007), además permite que la presión aplicada se transmita mejor al terreno en lugar de aumentar la presión del agua subterránea. Los condicionantes más utilizados en el proceso de constructivo son los polímeros, espumas, y arcillas entre otros.

2.3. Movimientos en el terreno causados por la excavación

Como se ha comentado anteriormente, un tema de gran importancia, centro de muchas investigaciones, es el estudio de los movimientos generados por la máquina EPB en el proceso de construcción de túneles y los mecanismos de control que dispone la máquina tuneladora para minimizar tales movimientos. Algunos de estos estudios se resumen en Clough et al. 1983, Lee et. al 1999, Cording, 1991; Matsushita et al., 1995, Mair y Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaroj et al. 2006, Gens, 2011.

El proceso de excavación de un túnel implica una alteración en el estado tensional original del suelo. Estos cambios pueden ser continuos o por etapas, y se prolongan hasta que alcanza un nuevo estado de equilibrio. Esta alteración tensional, provoca movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad. Tales movimientos se extienden en el terreno hasta una considerable distancia del frente de la excavación y tiene un marcado carácter tridimensional, excepto en zonas alejadas de dicho frente, donde el comportamiento se aproxima a deformación plana.

Según Mair y Taylor, 1997, existen cinco factores principales diferenciados entre sí asociados a la generación de movimientos que se describen a continuación.

1. Deformación en el frente de excavación provocado por el relajamiento de las tensiones “in situ” durante la excavación:

Debido a la relajación tensional producida por la excavación, se producen episodios

de asientos del terreno antes de la llegada de la rueda de corte de la máquina tuneladora. Se ha observado que el asiento en superficie por encima del frente de excavación, en terrenos con soporte, corresponde aproximadamente a la mitad del asiento máximo (Attewell y Woodman, 1982). Este factor tiene más influencia cuando se excava túneles en modo abierto y, especialmente en terrenos arcillosos como se ha podido observar en las arcillas de Londres (Mair y Taylor et al., 1997). En cambio, cuando el método de excavación elegido es mediante tuneladora EPB, la deformación del terreno por delante del frente, puede ser controlada si se consiguen mantener tensiones similares a las pre-existentes en terreno. En Shirlaw et al. (2003) se recogen varias experiencias de deformación del terreno por delante del frente, en terrenos arcillosos marinos normalmente consolidados -“Kallangformation”-, en la ciudad de Singapur. Una de las conclusiones que se obtuvo, y que puede ser de ámbito general en este tipo de terrenos, es que la presión en la cámara de tierras ha de mantenerse entre 0.9 y 1.2 veces la tensión vertical total hasta el eje de la excavación. De tal forma, que se garantiza unos asientos muy pequeños por efecto de relajación del frente.

2. Convergencia de la superficie excavada:

Tendencia a una ligera sobre excavación producida por la cabeza de corte. Se produce una sobre excavación debida a las herramientas más exteriores de la rueda de corte y posteriormente, una convergencia del terreno a causa de la conicidad del escudo, dado que el diámetro de excavación es superior al de la parte posterior del escudo (Figura 2.2). La pared de la excavación se deforma radialmente viendo cortada su deformación por la rigidez del escudo.

La deformación máxima se produce entre el perfil excavado y el trasdós del escudo de cola. En algunas zonas de la Línea 9 de Barcelona, la diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo puede alcanzar hasta los 6cm de separación (Bono et. al, 2008).

3. Relleno insuficiente del espacio entre el trasdós de las dovelas y la parte exterior del escudo llamado (gap):

Después del paso de la cola del escudo, el espacio entre el perfil de excavación y el revestimiento instalado tiende a cerrarse, generando movimientos en el terreno. Este espacio se minimiza inyectando mortero en la cola del escudo simultáneamente al avance, en función de la velocidad y de la presión necesaria.

4. Compresibilidad del revestimiento (anillo de dovelas):

Bajo este nombre se incluyen las deformaciones de puesta en carga del revestimiento. Después del paso de la cola del escudo, el espacio entre el perfil de excavación y el revestimiento instalado tiende a cerrarse. El terreno se desplaza hasta el revestimiento instalado. La compresión del revestimiento genera una distribución del estado de tensiones provocando una deformación adicional en el terreno alrededor del revestimiento. Sin embargo, en relación a las magnitudes de las componentes “b” y “c” puede ser considerado como despreciable y muy difícil de

observar en términos prácticos (Bono et. al, 2008).

5. Deformaciones diferidas fundamentalmente atribuidas al proceso de consolidación:

La consolidación es un proceso de cambio de volumen del suelo en el tiempo debido a la salida del agua de los poros. Fundamentalmente el proceso de consolidación del suelo en la construcción de un túnel con máquina tuneladora obedece a las sobrepresiones intersticiales generadas durante el proceso de excavación. La sobrepresión generada por la máquina, se transmite a través de la porosidad del material y ésta se va disipando en el tiempo, generando movimientos a largo plazo en el terreno.

2.4. Medidas aplicadas para minimizar la generación de asientos:

Para minimizar los posibles movimientos generados por la excavación y siguiendo con los principales factores que causan la generación de movimientos, las máquinas tuneladoras disponen de varios sistemas de mitigación relacionados con la gestión de las presiones y los volúmenes de inyección que se describen a continuación:

PRESIÓN EN EL FRENTE

Por un lado, la estabilidad del frente mediante la presurización, es necesaria en terrenos inestables y/o situados por debajo del nivel freático. El principio de trabajo de un escudo de presión de tierras, es establecer un equilibrio entre: el empuje que realiza el terreno y el agua intersticial del suelo en contraposición de la presión que ejerce el material excavado, en la cámara de tierras. La presión de frente, se ha de mantener a un nivel que permita condiciones estables de trabajo, no siendo muy bajas para que se produzca la entrada de material incontrolado en la cámara de tierras, ni tan elevadas para que se deforme el suelo. En cualquier caso, la presión de frente o de confinamiento ha de satisfacer en todo momento, el gradiente de las presiones de tierras y de agua del terreno a excavar. El gradiente de la presión de confinamiento será lo más aproximado al del terreno “in situ”, con el fin de mantener una distribución uniforme de la presión en el frente (Bono, 2008). La presión en la cámara de confinamiento se controla a través de la velocidad de avance de la tuneladora, la velocidad de extracción de material a través del tornillo sinfín y de la densidad del material en la cámara de tierras. Esta presión de frente queda registrada mediante células de carga situadas por detrás de la rueda de corte de la máquina EPB, que miden la presión total de los materiales en la cámara.

PRESIÓN Y VOLUMEN DE INYECCIÓN DE MORTERO EN LA COLA DEL ESCUDO

Siguiendo con el ciclo de excavación, una vez los cilindros de empuje son retraídos, los segmentos de revestimiento, conocidos como dovelas (8) en la Figura 2.1, son

colocados mediante el erector (6) en el interior del escudo. En el caso de revestimientos de hormigón prefabricado el avance del escudo deja un espacio anular entre el suelo excavado y la parte exterior de los anillos de revestimiento. Este espacio, puede verse incrementado sino se rellena inmediatamente.

Algunos de los factores que contribuyen a un espacio mayor entre perímetro de excavación y revestimiento fueron vistos en el apartado anterior: forma cónica del escudo, desplazamiento del terreno en tramos curvos y posibles sobre excavaciones. La excentricidad inevitable del revestimiento en relación con la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento también pueden contribuir a un espacio mayor.

En términos generales, el espacio anular entre el trasdós del revestimiento y el perfil de excavación es rellenado mediante mortero inyectado a presión, desde la cola del escudo (Figura 2.2). La inyección de mortero directa a través de la cola del escudo conduce a un soporte inmediato del perfil de la excavación y el propio segmento de revestimiento (Barbendererde et al., 2004).

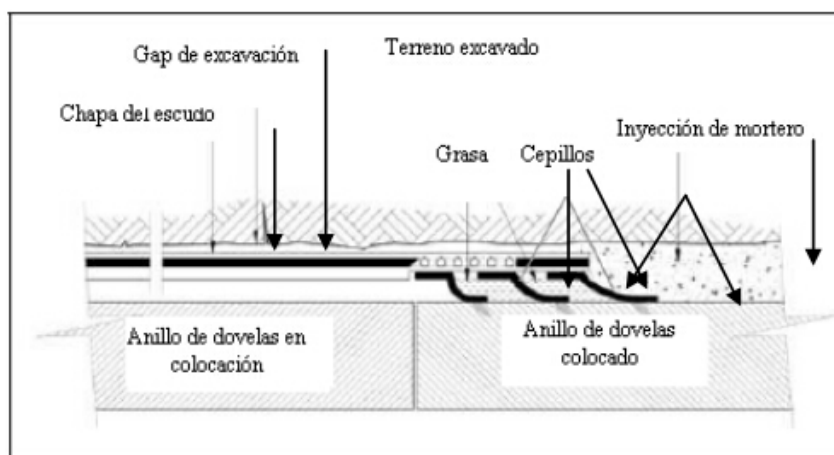


Figura 2. 2 Inyección de mortero en el gap de excavación, Paymacotas 2009.

La inyección del mortero de cola, se ha de realizar en única fase simultáneamente al avance de la excavación y lo más constante en el tiempo posible manteniendo una presión pre-definida, que por regla general suele ser desde 0.5 a 1 bar por encima de la presión en el frente de excavación. También se mantendrá el control sobre el volumen introducido, para garantizar el relleno óptimo del gap.

2.5. Métodos para la estimación de movimientos en el terreno en condiciones “greenfield”

Los movimientos en superficie producidos por el paso de una tuneladora corresponden idealmente a los que se muestran en la Figura 2.3, siendo la componente (x) la distancia del eje del túnel en la dirección longitudinal, (y) la componente en la dirección transversal del avance del túnel y la (z) representa el

movimiento vertical desde la superficie hacia el túnel.

El origen de coordenadas se considera en el frente de la rueda de corte de la máquina. También se definen los desplazamientos verticales (S_v), desplazamientos horizontales, tanto en la dirección longitudinal al túnel (S_{hx}) como en la transversal (S_{hy}).

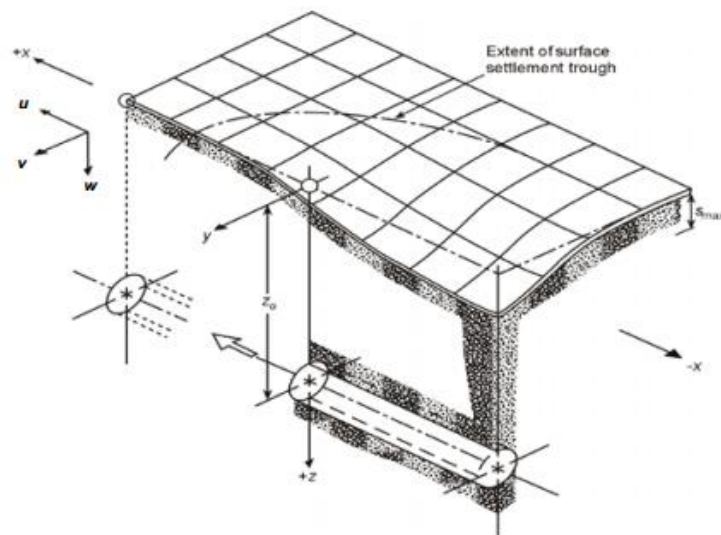


Figura 2. 3 Geometría de asentamientos inducida por la excavación de un túnel. (Attewell y Yeates et al., 1986)

2.6. Movimientos en superficie

2.6.1. Movimientos transversales

En un terreno libre de edificaciones y otras infraestructuras (terreno en condiciones de "greenfield"), Peck (1969) mostró que los asentamientos del terreno en un plano transversal al eje del túnel podía ser fácilmente representado mediante una distribución Gaussiana. Esta asimilación se fundamenta en las experiencias observadas y la comparación de asentamientos reales medidos a los descritos por la función. En la Figura 2.4 se muestra la cubeta de asentamientos en superficie debida a una excavación subterránea.

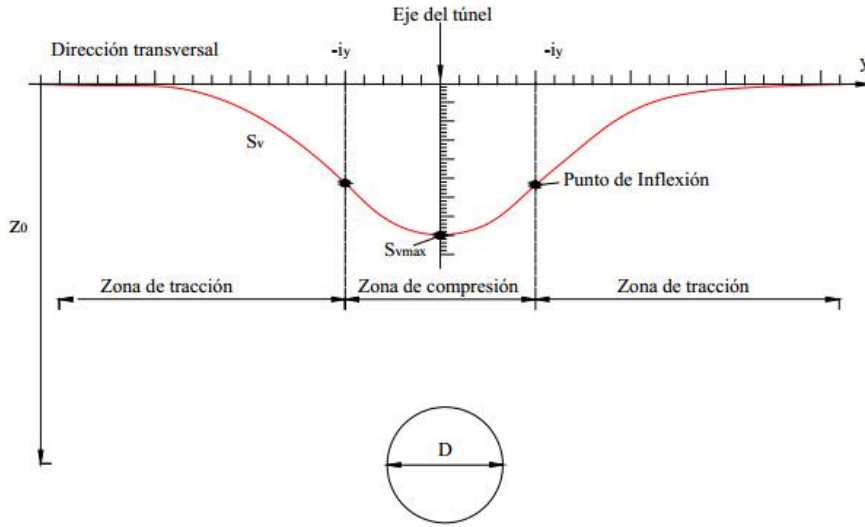


Figura 2. 4 Cubeta transversal de asentamientos (Peck, 1969).

Siguiendo la aproximación de la curva, el asiento vertical en la dirección transversal queda definido por la expresión:

$$s_v(y) = s_{max} \exp\left(\frac{-y^2}{2i_y^2}\right) \quad (2.1)$$

Donde s_{max} es el máximo asiento vertical en superficie, y es la distancia transversal a la vertical del eje del túnel, i parámetro de anchura de la cubeta, representa la desviación estándar de la curva o el valor del punto de inflexión de la curva que separa la zona donde se producen deformaciones por tracción ("hogging") en el terreno, de la zona donde se producen deformación por compresión ("sagging").

El área (A_s) que queda envuelta entre la curva de asentamientos y la línea de superficie, se obtiene de la integración de la ecuación (1).

$$A_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(y) dy = \sqrt{2\pi} i_y S_{vmax} = 2.5 i_y S_{vmax} \quad (2.2)$$

Generalmente expresada por unidad de longitud de túnel como volumen de la cubeta de asentamientos (V_s):

$$V_s = A_s \times 1 = 2.5 i_y S_{vmax} \quad (2.3)$$

En materiales con baja permeabilidad como pueden ser las arcillas el terreno excavado se puede considerar en condiciones no drenadas. El volumen de la cubeta de asentamientos superficiales (V_s) es igual al volumen de suelo excavado total (V_t). Sin embargo, cuando la excavación se realiza bajo condiciones drenadas, como sería el caso de las arenas. El volumen de la cubeta de asentamientos (V_s) < (V_t).

El volumen de la cubeta de asentamientos puede ser expresado como el porcentaje del volumen teórico de la excavación (por unidad de longitud). El resultado es un parámetro adimensional, expresado en tanto por ciento que se conoce con el término de Volumeloss (V_L)

$$V_L = \frac{V_s}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (2.4)$$

Donde D es el diámetro del túnel.

Para un túnel circular, el asiento máximo se puede expresar de la siguiente forma:

$$a) S_{vmax} = \sqrt{\frac{\pi}{32}} \frac{V_L * D^2}{i} \quad \text{ó} \quad b) S_{max} = \frac{0.3113 V_L D^2}{K_{z_0}} \quad (2.5,6)$$

Por tanto, el desplazamiento vertical en superficie debido a la excavación de un túnel circular depende de dos parámetros que son: V_L y i (anchura de la cubeta de asientos).

2.6.2. Movimientos longitudinales

Attewell y Woodman (1982) mostraron que el perfil de asientos longitudinales podía ser considerado razonablemente como una curva de probabilidad acumulada. Si el perfil de asiento gaussiano longitudinal se escribe mediante:

$$S_v(x)_{y=0} = S_{v,max} \Phi \frac{x}{i} \quad (2.7)$$

Donde $\Phi(x)$ es la curva de probabilidad acumulada y x es la coordenada longitudinal como se muestra en la Figura 2.6. La función de probabilidad acumulada se define como:

$$\Phi(x) = \frac{1}{i_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} dx \quad (2.8)$$

Los valores de $\Phi(x)$ se encuentran tabulados en Attewell y Woodman (1982) o en la mayoría de libros de estadística.

La Figura 2.5 nos muestra el perfil de asientos longitudinales. Los asientos incrementan en positivo en la dirección x y alcanzan el S_{vmax} en $x = \infty$ mientras que $S_v = 0$ cuando $x = -\infty$. El asiento en $x = 0$ es igual a $S_{v,max}/2$. Attewell y Woodman (1982) mostraron que en arcillas blandas entre el 30%-50% del S_{vmax} ocurre en frente de excavación.

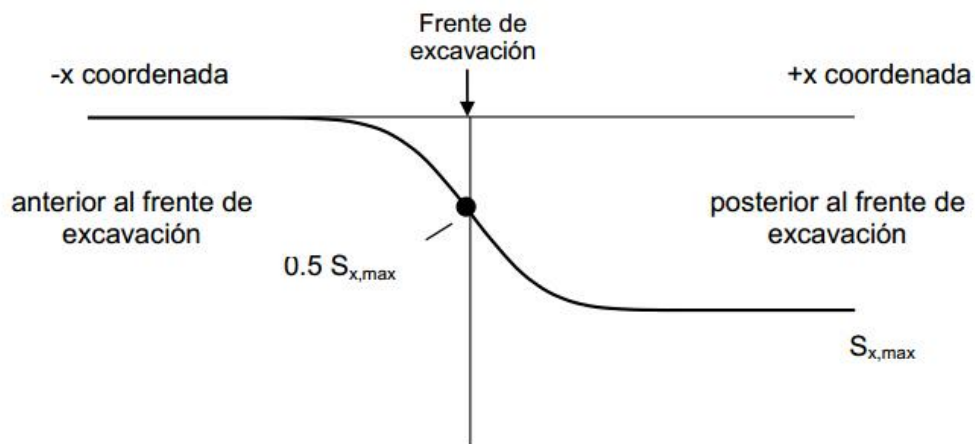


Figura 2. 5 Perfil de asentamientos longitudinales. (Yubero,2013)

La anchura de la cubeta de asentamientos longitudinales viene definida por el parámetro i_x . En la literatura no existe demasiada atención con este parámetro. Attewell et al. (1986) compara un estos dos parámetros i_x y i_y en un rango de valores para diferentes casos. Aunque los datos analizados indican que la cubeta de asentamientos transversales es ligeramente mayor que la cubeta de asentamientos horizontales, el estudio concluye que para el diseño general se puede asumir $i_x = i_y$, propuesto también por años después, en el caso que el asiento observado en el frente de excavación sea relativamente constante con la profundidad.

2.6.3. Volumeloss

La estimación de la pérdida de volumen normalmente se basa en la revisión de casos de obras subterráneas en terrenos y condiciones similares. Varios autores han recopilados valores de la pérdida de terreno en diferentes proyectos como por ejemplo (Peck, 1969; Cording y Hansmire, 1975; Clough y Schmidt, 1981; O'Reilly y New, 1982; Attewell et al, 1986; Mair, 1996) pero relativamente pocos autores prestan atención a la pérdida de volumen para cada una de las etapas implicadas en el proceso de construcción. Esto puede ser debido a que se requiere de un conocimiento detallado del proceso y del método de excavación utilizado en todo momento y no siempre es fácil disponer de toda esta información.

Para máquinas tuneladoras tipo escudos, Attewell (1986) divide las fuentes de pérdida de volumen del terreno en **4 categorías**:

- **Pérdida de terreno en el frente de la excavación:** El terreno sin soporte en el frente de excavación tiende a moverse de forma radial hacia la excavación, provocando el desarrollo de asentamientos en superficie en el frente de excavación.
- **Pérdida de terreno en la zona del escudo:** El movimiento radial del terreno

en la zona del escudo debido a una sobreexcavación de la cabeza de corte, de dimensiones algo superiores a la cola del escudo.

- **Pérdida de terreno durante la colocación del revestimiento:** El revestimiento colocado por detrás del escudo deja un espacio donde el terreno puede ser inestable, este terreno puede entrar dentro de la máquina, generando una pérdida de terreno mayor.

Una vez el revestimiento está colocado, el terreno puede moverse alrededor del revestimiento ya que reemplaza inadecuadamente el área de contorno del escudo. Para minimizar esta pérdida de terreno se inyecta mortero entre el revestimiento y el terreno.

- **Pérdida de terreno después del relleno con mortero:** Movimientos radiales del terreno continúan después del relleno y pueden provocar deformaciones debido a sobrepresiones transferidas por el nuevo límite

2.6.4. Anchura de la cubeta transversal de asiento

La experiencia permite estimar “ i ” (anchura de la cubeta de asientos) utilizando expresiones empíricas. Peck et al., (1969), propuso una relación entre el valor del parámetro i , z_0 y D , dependiente del tipo de terreno excavado. A partir de este trabajo, numerosos autores han trabajado con la idea de ser más precisos en el cálculo de “ i ”. O’Reilly y New et al., (1982), para el caso de materiales cohesivos y condiciones de deformación a volumen constante, asumen que todas las partículas del suelo tienen un desplazamiento radial hacia el centro del túnel. Además la anchura de la zona de terreno deformado, decrece linealmente con la profundidad, caracterizado por la expresión (9):

$$i_z = K_{(z_0)} \quad (2.9)$$

Donde i_z es la desviación estándar (parámetro de anchura de la cubeta de asiento), z_0 es la profundidad del eje del túnel y K (en superficie), es una constante empírica de proporcionalidad, que depende del tipo de suelo. Este valor de K varía de 0.2-0.3 para suelos granulares a 0.4-0.5 para arcillas duras llegando a valores de 0.7 para arcillas blandas. Rankin (1988) presenta los resultados de un estudio similar al anterior pero con una mayor base de datos. Estos resultados confirman que el valor de $K=0.5$ para arcillas. Kimura y Mair (1981) presentan resultados similares, a partir de los ensayos con centrifugadora. Su estudio demuestra que el valor de $K=0.5$ es independiente de la técnica de soporte y método de excavación aplicado.

2.7. Movimientos en profundidad

Mair y Taylor et al., 1993, realizaron una recopilación exhaustiva de datos de campo y muestras de arcilla de Londres que ensayaron con centrifuga. Observaron que el parámetro K no era constante, como se había considerado en superficie y propusieron substituir el valor de K constante por una función $K(z)$.

$$i_z = K(z) * (z_0 - z) \quad (2.10)$$

Siendo z la profundidad del punto considerado.

Mair et al (1993) muestran que el valor de K para varios túneles en arcillas incrementa con la profundidad. En la Figura 2.6 se muestra estas medidas. Los ejes de abscisas y ordenadas están normalizados en función de la profundidad del túnel.

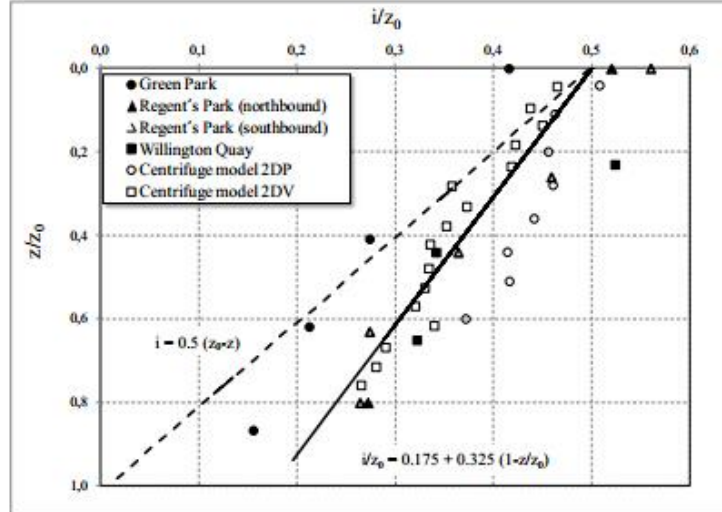


Figura 2.6 Variación del parámetro i con la profundidad. (O'Reilly, 1982)

La línea de trazado discontinuo está representada por la Ecuación 2.10. Se puede observar como esta expresión subestima el valor de " i " con la profundidad. En contraposición la línea de trazado continuo se describe mediante:

$$\frac{i}{z_0} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) \quad (2.11)$$

La Ecuación 2.11 coincide mejor con las mediciones. Combinando las Ecuaciones 2.10 y 2.11 resulta la expresión:

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)}{\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.12)$$

Para valores de $z=0$ (punto en la superficie del terreno), de la Ecuación 2.12 se extrae que $K=0.5$, como hemos comentado en el apartado anterior.

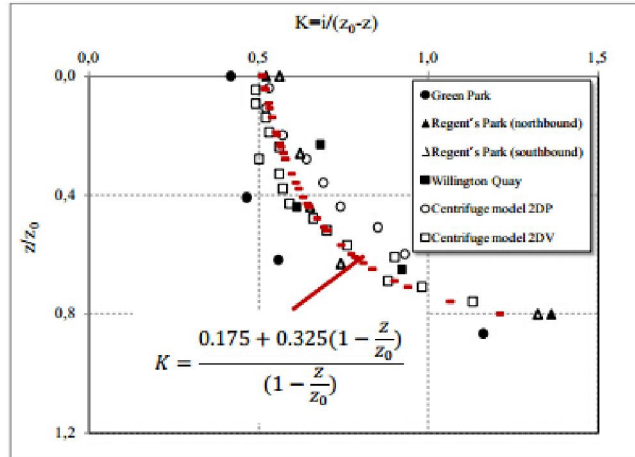


Figura 2. 7 Variación del parámetro K con la profundidad. (Mair 1993)

En la Figura 2.7 se muestra el parámetro K en función de la profundidad del terreno normalizado en función de la profundidad de la excavación. La curva dibujada describe la Ecuación 2.12. El gráfico describe que para valores del terreno profundos el valor de $K=0.5$, podría subestimar el valor de "i" anchura de la cubeta de asientos en profundidad.

Combinando las Ecuaciones 2.2 y 2.4 con la Ecuación 2.11, el asiento máximo de la cubeta de asientos en profundidad puede ser expresado como:

$$\frac{S_{v,max}}{R} = \frac{1.25V_L R}{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) z_0} \quad (2.13)$$

Donde R es el radio de la excavación.

CAPÍTULO 3

CASO ESTUDIADO: TÚNEL DE LA LÍNEA 9

3.1. Antecedentes de línea 9

La ciudad de Barcelona dispone de una extensa red de metro con casi 90 años de antigüedad. El metro junto con la red de ferrocarril, el servicio de autobuses y el nuevo tranvía ofrece a los habitantes de la ciudad y cercanías diferentes modos de transporte público para desplazarse por el área metropolitana. Sin embargo, en los últimos años se observa una tendencia creciente en las grandes ciudades españolas a trasladar población a sus periferias, ya sea promovida por el encarecimiento de la vivienda o por la escasez de suelo edificable, como es el caso de la ciudad de Barcelona. Este fenómeno repercute en un incremento de la movilidad en toda el área de influencia, y, al mismo tiempo, aumenta la necesidad de ofrecer un mejor servicio público, con mejores conexiones entre diferentes modos de transporte que compitan directamente con el transporte privado, tales como automóviles y motocicletas.

Frente a esta nueva situación, se constituyó en 1997, la Autoridad del Transporte Metropolitano (ATM), en ella participa la Administración autonómica -Generalitat de Catalunya- y las Administraciones locales -Ayuntamiento de Barcelona, Entidad Metropolitana del Transporte y otros ayuntamientos con servicios de transporte urbano, con la Administración estatal como observadora. La misión principal de la ATM es la coordinación del transporte público colectivo en la región metropolitana de Barcelona, a través de la planificación de infraestructuras y servicios.

En este contexto, ATM crea el Plan Director de Infraestructuras 2001-2010 para el transporte público (PDI), que básicamente describe el desarrollo del transporte público en la Región Metropolitana de Barcelona en los próximos años. Esto significa una mejora de la red actual, la ampliación de las líneas existentes, poniendo nuevo material rodante, etc., o la creación de otros nuevos para satisfacer la demanda.

Una de las infraestructuras más importantes dentro del PDI será la nueva línea de metro, L9, con 47,8 Km, será la línea subterránea más larga de Europa y conectará los municipios de Santa Coloma de Gramanet, Badalona, l'Hospitalet de Llobregat y el Prat de Llobregat con la ciudad de Barcelona.

Actualmente, la nueva línea está en construcción y sin fecha de finalización definida según fuentes de la Generalitat de Catalunya.

En los siguientes apartados se hará un breve repaso a la historia y las líneas de metro de la ciudad de Barcelona existentes en la actualidad. También se describirá el proyecto de la nueva línea 9 de metro, haciendo principal hincapié en el tramo de estudio en esta tesina, los materiales que atraviesa este tramo, el método constructivo empleado y el sistema de auscultación instalado.

3.1.1. Descripción del proyecto de la Línea 9

El proyecto de construir una gran línea de metro de carácter perimetral, una enorme parábola de río a río, del Llobregat al Besós, que conecte con las demás líneas rompiendo el modelo radial del ferrocarril metropolitano de Barcelona, no es nuevo. Los planes de metro de 1971 y 1974 ya lo preveían. Según los primeros estudios que se realizaron, esta línea de circunvalación había de enlazar la Zona Franca (el entonces mercado central de Mercabarna, polígono alimentario que concentra los mercados centrales de frutas, pescado, carnes y flores de la ciudad de Barcelona), con el polígono de Montigalà en Badalona, que en aquel entonces aún no se había urbanizado. Pero no fue hasta el año 1999 cuando se retomó la idea con motivo de la elaboración del Plan Director de Infraestructuras 2001-2010 para el transporte público (PDI), que fue finalmente aprobado en 2002. Así se dio luz verde a la línea de metro más larga de Europa, que en realidad son dos líneas –la L9 y la L10, ya que cuenta con dos ramales, uno en el extremo del río Besós (ramal del Besós) y otro en el extremo del río Llobregat (ramal del Llobregat)– como veremos en el siguiente apartado.

El comentado plan fijaba como principal objetivo de esta nueva línea de metro dar la cobertura necesaria a un territorio muy poblado, con una alta densidad de movilidad y con grandes deficiencias de servicio de transporte ferroviario, como es el caso de algunos barrios de Santa Coloma, Badalona, Bon Pastor, Sarrià y Pedralbes.

Además se crearía una vía rápida de conexión entre Barcelona y el aeropuerto del Prat situado aproximadamente a 17 Km del centro de la ciudad, la zona de actividades logísticas del Puerto de Barcelona y el polígono industrial de la Zona Franca situados al suroeste de la ciudad.

Otro aspecto determinante de esta infraestructura fue la necesidad de incrementar el efecto red (conexión con otros medios de transporte público, especialmente con los ferroviarios) de Barcelona y su conurbación.

En los siguientes apartados, se explicaran algunas de las principales características de la Línea 9 y las principales ventajas que la L9 dará después de su puesta en marcha.

3.1.2. Descripción y características del trazado de la Línea 9

La futura Línea 9 (L9) y Línea 10 (L10) de metro de Barcelona, a lo largo de sus 47.8 Km de longitud, será la línea subterránea automática más larga de Europa y establecerá una mejora de la comunicación metropolitana, entre varias zonas densamente pobladas de la ciudad y cercanías. Por un lado, los municipios de la zona noreste de la ciudad, como es el caso de Santa Coloma de Gramanet y Badalona quedarán anexados con la ciudad de Barcelona. Además, se establecerá una nueva comunicación con la zona sur de la ciudad, pasando por los municipios de L'Hospitalet y el Prat de Llobregat.

El trazado de la línea 9 y la línea 10, incluye un tramo central y dos ramales uno en cada extremo.

Uno de los ramales, el ramal de Santa Coloma de Gramanet, y el del Prat de Llobregat se identifica exclusivamente como la L9 y se identifica con color naranja (Figura 3.1). El ramal de Badalona es la L10 y se identifica con el color azul claro (Figura 3.1). El otro extremo de la línea, el tramo entre el polígono Pratenc y Provençana es también L10.



Figura 3. 1 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona. (Yubero,2013)

El tramo intermedio será común a las dos líneas y estarán identificadas las dos líneas como L9 y L10, de esta manera los usuarios podrán identificar fácilmente hacia que ramal se dirige cada uno de los trenes.

En la Figura 3.1 se muestra un plano del trazado final de la línea 9 y la línea 10. En la figura se pueden observar los dos ramales en los extremos del trazado central de la línea (ramal perteneciente al río Besós), y justo en el otro extremo, el ramal de la zona sud (ramal perteneciente al río Llobregat).

El ramal del Besós permitirá dar servicio a zonas densamente pobladas y donde actualmente no disponían de ninguna línea de metro, como: Bon Pastor en Barcelona, Llef a y el barrio de La Salut en Badalona y las zonas de Can Zam, Singuerl n, Santa Rosa y Can Peixauet en el municipio de Santa Coloma de Gramanet.

En el extremo opuesto de la línea de metro, la bifurcación del Llobregat permitirá unir puntos estratégicos, centros logísticos y zonas de equipamiento y servicio como: el aeropuerto del Prat, Mercabarna, la Fira -recinto de exposiciones de la ciudad-, la ampliación del puerto de Barcelona, el polígono industrial de la Zona Franca y la Ciudad de la Justicia. También permitirá unir Barcelona con el municipio del Prat de Llobregat, un municipio muy poblado, con algo más de 63500 habitantes (datos censales del 2011) y que hasta el momento únicamente contaba con líneas de autobús y ferrocarril.

El tramo central entre Bon Pastor y el Gornal atravesar  lugares tan importantes como: el Campus Universitario de la Diagonal, el Hospital de Sant Pau, el Parc G uell, la estación del tren de alta velocidad, Sagrera/TGV, e importantes zonas deportivas como: el Camp Nou i la Ciudad de Básquet. Además conectará zonas de la parte alta de la ciudad con la periferia y con otras redes de metro.

En total la línea L9/L10 constará de 52 estaciones, 20 de las cuales, serán intercambiadores con cercanías, TGV, metro, FGC y tranvía. El servicio de la línea 9 será operativo por TMB y por ella está previsto según fuentes de la Generalitat de Catalunya que transcurran 350.000 personas al día, unos 130 millones de pasajeros al año.

Dada la gran magnitud de la obra, a lo largo de sus algo más de 47 Kilómetros de trazado, el trazado de la línea 9 atraviesa territorios de geología muy variada y compleja. Precisamente esto es una de las características que hace diferente esta línea de metro: su diversidad en el subsuelo que atraviesa. Consecuentemente, la línea se ha dividido en 4 tramos en función de las características del subsuelo que atraviesa:

- **Tramo 1:** desde la estación Terminal entre pistes (Nueva terminal del aeropuerto del Prat) hasta ParcLogístic. Este tramo, con 12.7 kilómetros, estará compuesto por 11 estaciones.
- **Tramo 2:** desde el polígono Pratenc en la Zona de Actividades Logísticas (ZAL) hasta Zona Universitària. Este tramo con 14.90 Km (4.09 Km de viaducto y 10.81 Km de túnel), está compuesto por 17 estaciones.
- **Tramo 3:** desde Zona Universitària hasta La Sagrera/TGV. Este tramo, con 9.3 Km, está compuesto por 11 estaciones.
- **Tramo 4:** desde Sagrera/TGV hasta Can Zam/Gorg. Este tramo, con 10.9 Km, está compuesto por 13 estaciones. La disposición de estos tramos sobre el trazado del túnel se puede ver en la Figura 4.1.

3.1.3. Ámbito de trabajo

Como se ha comentado anteriormente, la Línea 9 se encuentra dividida en cuatro tramos en función de las condiciones geológicas-geotécnicas y edificaciones en el entorno entre otros aspectos. El Tramo 1 (entre el aeropuerto del Prat y ParcLogístic) está dividido a su vez, por cuatro subtramos (T1A, T1B, T1C, T1D).

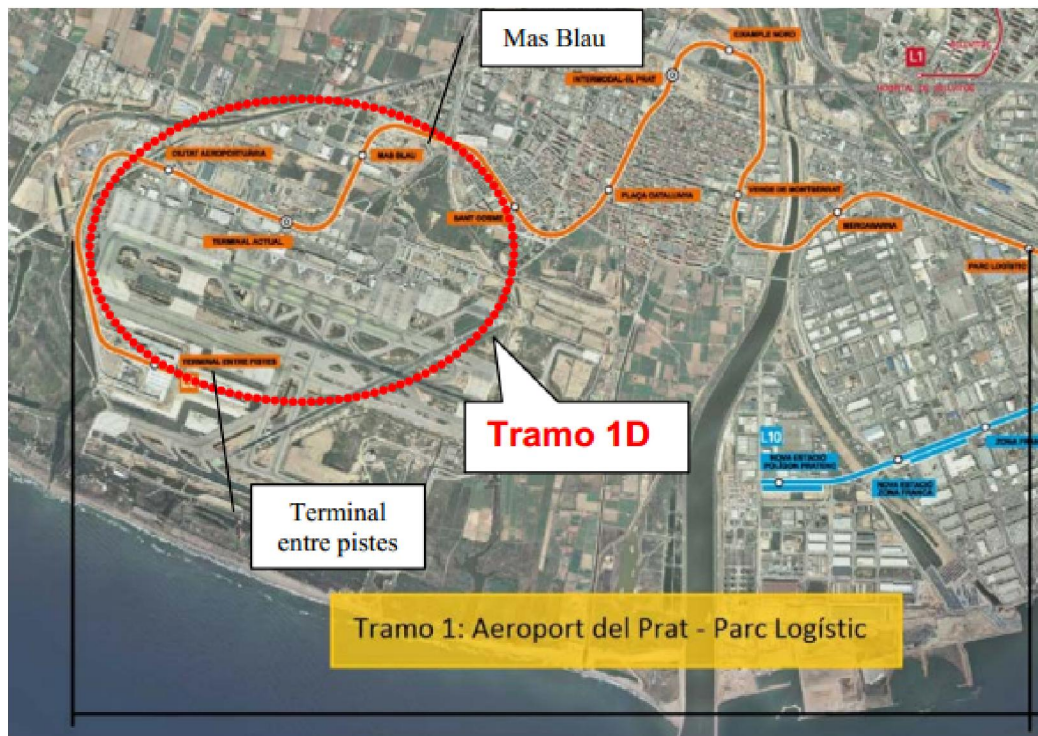


Figura 3.2 Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona. (Yubero,2013)

La presente tesina se refiere específicamente a la excavación de la Línea 9 en el subtramo T1D entre la estación de Mas Blau (PK 4+330) y la estación de Terminal entre pistas (PK 0+214.74) situada en el aeropuerto del Prat.

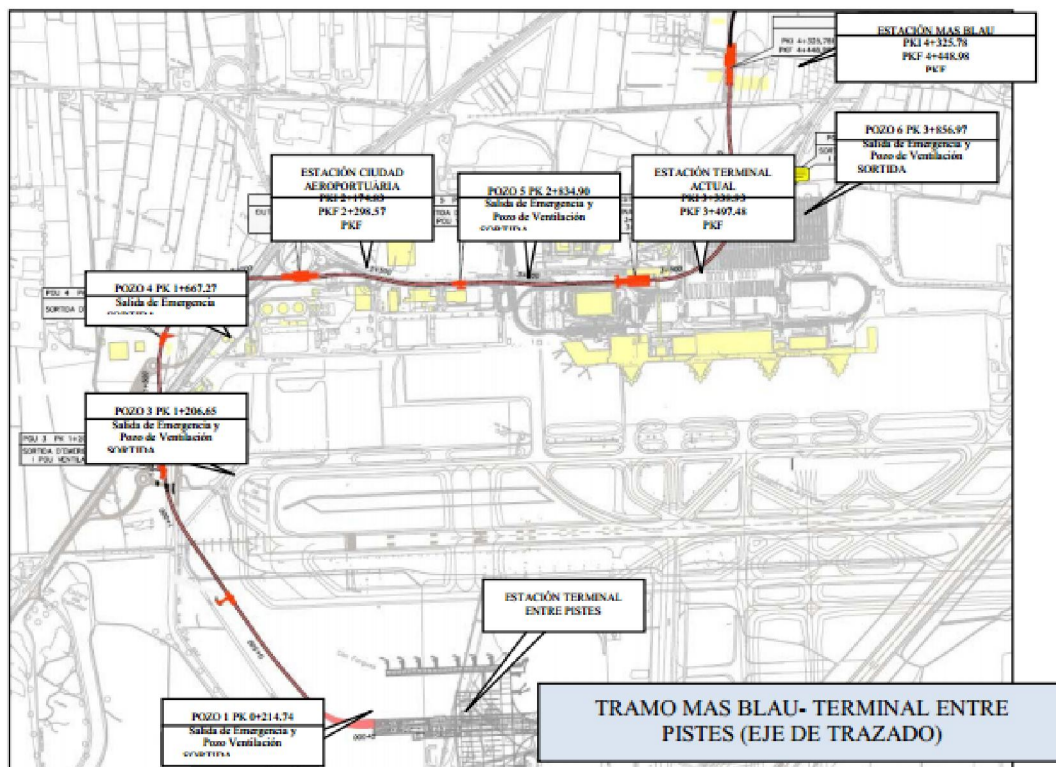


Figura 3.3 Trazado en planta del Tramo 1, pozos y estaciones. (Aeropuerto del Prat – Estación de MasBlau)

La Figura 3.3 se muestra el trazado en planta del Tramo 1D. También se indica la localización de las cuatro estaciones realizadas en este tramo y los cinco pozos intermedios de ventilación y emergencia. Decir que, de las cuatro estaciones, sólo una de ellas, la estación de Terminal actual, ha sido construida posteriormente a la construcción del túnel. Esta estación proveerá acceso a la antigua terminal del aeropuerto de Barcelona.

3.1.4. Descripción geológica general

Este proyecto, tan ambicioso, debido a su largo recorrido, discurre por áreas muy diferentes entre sí, en cuanto a geología y morfología. El tramo 1 y parte de los tramos 2 y 4 de la L9 (Figura 3.1), se engloban en las zonas deltaicas, de los ríos: Llobregat en el caso de los dos primeros tramos y Besós en el caso del tramo 4. El tramo 3 y parte del tramo 2, discurre bajo material rocoso, en las proximidades de la cadena montañosa de Collserola y la montaña de Monjuïc respectivamente. En este contexto, las condiciones geológicas encontradas a lo largo del trazado, son muy variadas, y pueden separarse en tres zonas:

- Rocas ígneas:** granitos con diferente grado de alteración.
- Rocas blandas:** conglomerados del plioceno y del mioceno, arcillas y gravas.
- Suelos:** materiales de cobertura cuaternaria y depósitos aluviales en las zonas deltaicas.

Las rocas ígneas afloran al NE de la ciudad de Barcelona, en concreto se localizan al pie de la vertiente sur de Collserola. A la vez este substrato de origen ígneo se encuentra afectado por un sistema de fallas regionales y diaclasas con una frecuencia de pocos decímetros y nunca más de un metro. En el tramo central de la línea (Tramo 3) se observa una zona de pizarras del paleozoico muy alteradas.

Los materiales cuaternarios, de la llanura de la ciudad, limitada por los deltas del Besós y del Llobregat, incluyen capas de gravas, arcillas no saturadas, arenas y conglomerados.

Finalmente, los depósitos deltaicos de los ríos Besós y Llobregat están principalmente compuestos por arenas, arcillas blandas y limos, que describiremos detalladamente a continuación (Figura 3.4).

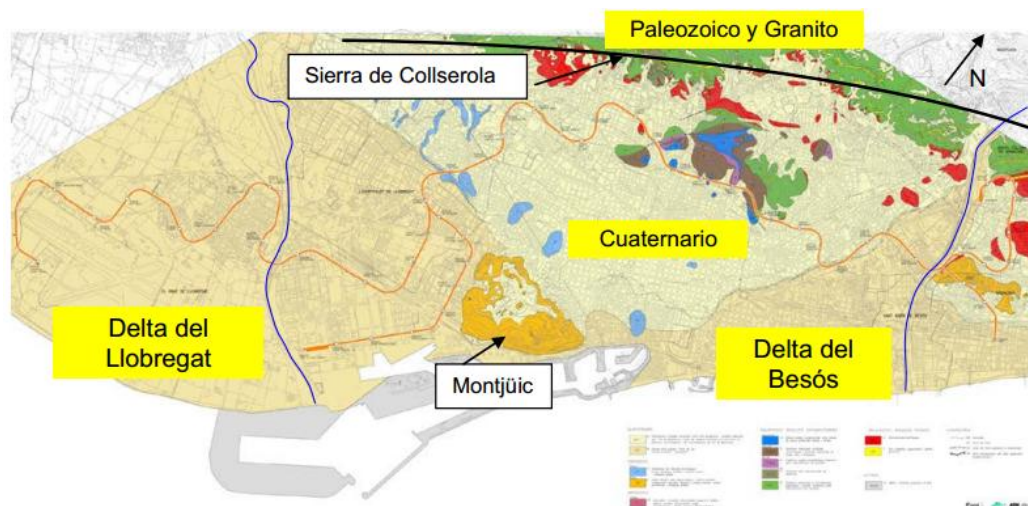


Figura 3.4 Mapa general geológico de la ciudad de Barcelona y cercanías. (Yubero,2013)

3.1.5. Contexto geológico del delta del Llobregat

En esta tesina nos centraremos únicamente, como hemos comentado anteriormente, en el Tramo 1D de la línea 9 de metro (entre la estación de Terminal entre pistes y la estación de Mas Blau). Este trazado del Tramo 1 de la Línea 9, discurre en su totalidad, bajo materiales de origen deltaico.

El delta del Llobregat formado en la desembocadura del río Llobregat se enmarca en la zona SW de la depresión de Barcelona.

El delta del río Llobregat, al igual que otros deltas mediterráneos, presenta una compleja estructura interna de cuerpos sedimentarios que se acuñan en diferentes direcciones.

Esta complejidad es consecuencia principalmente de las variaciones del nivel del mar (periodos glacio-eustáticos) durante el Cuaternario, aporte de sedimentos que alimentan el Delta y la actividad tectónica de la cuenca. La interacción de estos factores controló de forma decisiva la sedimentación deltaica y, por tanto, la distribución de los cuerpos geológicos en el espacio y en el tiempo.

1) Paleo geología y paleogeografía del delta del Llobregat y factores que influyen en su evolución

a) Comentarios generales sobre la arquitectura y evolución de un delta

Un delta está formado por factores cíclicos y aleatorios de aporte de sedimento y su deposición en diferentes unidades. Por desgracia, las interpretaciones geológicas de los procesos de sedimentación cíclica del Pleistoceno se complican debido al reprocesado de los sedimentos, provocados por múltiples eventos como: caídas del nivel del mar y transgresión marina. Debido a ello, pocas investigaciones sobre paleo geología y paleogeografía de deltas tienen en cuenta estos materiales del Pleistoceno ya que son pobremente conservados.

El delta del Llobregat, que por lo contrario puede ser usado como paradigma

debido al alto grado de preservación de estos materiales (Gàmez, 2007). La inusual y excelente conservación se deriva de la existencia de fallas de crecimiento cuaternarias, las cuales crearon grandes espacios de acomodación y limitaron la acción erosiva de las olas que nos permite conocer en detalle la deposición de estos materiales.

Pero antes de hablar de la deposición de los materiales deltaicos, son varios los factores que controlan la estructura interna de la progradación o retrogradación del delta y que han sido objeto de intensos debates, aunque el grado de preservación haya sido en mejor o peor medida conservado. Algunos autores han destacado la importancia de la desaceleración del nivel del mar y la aparición frecuente de cambios climáticos y sutiles cambios en el nivel del mar, como desencadenantes en el proceso (o patrones de secuencias) de sedimentación cíclica.

Otros autores se han centrado en el proceso de avulsión en la planicie aluvial, como factor predominante en los patrones de sedimentación cíclica.

Estos procesos generalmente ocurren como resultado de una pendiente del cauce inferior que la pendiente que el río podría adquirir si tomara un nuevo rumbo. En consecuencia, cuando se produce esta avulsión, el nuevo cauce arrastra sedimentos hacia el océano construyendo lóbulos de sedimentación deltaica. Estos procesos se encuentran vinculados a las fluctuaciones en el suministro de sedimentos debido a la actividad humana o tectónica como la subsidencia del delta.

Otros factores, por los que la progradación de un delta puede verse favorecida son los debidos a un aumento en el aporte de sedimentos causada por la deforestación, la aridez, frecuentes inundaciones y eventos fríos, dando como resultado la caída del nivel del mar.

Por lo contrario, una disminución en el aporte de sedimento viene influenciada por una caída en el gradiente hidráulico durante los periodos cálidos favoreciendo el abandono de los lóbulos de sedimentación del delta principal.

b) Factores que controlan la arquitectura y evolución del delta del Llobregat

La reconstrucción de la arquitectura del delta del Llobregat se ha podido lograr, en base a la correlación de los procesos deposicionales de las diferentes unidades que forman el delta, que como hemos comentado anteriormente se da el caso de que han estado bien preservados.

Un factor clave en la correlación, es la edad de los materiales estudiados. Las investigaciones realizadas en la geo cronología de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat están basados en el estudio de la fauna, arqueología, y la climatología del lugar.

En el delta del Llobregat, como en la mayoría de los deltas, se han podido identificar dos patrones sedimentarios: el superior (Postglacial del Holoceno) y el inferior (del Pleistoceno). Estos dos patrones están separados por una superficie de erosión regional. Esta superficie de erosión se correlaciona con caídas glacio-eustáticas del nivel del mar, que son interpretadas como límites de secuencia.

2) Geomorfología y Estratigrafía de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat

En los últimos años, el estudio del subsuelo de esta zona en particular, ha sido objeto

de numerosos estudios. Parte de este interés ha sido fomentado por las numerosas obras subterráneas que atravesaban esta zona hasta enlazar con la ciudad de Barcelona, como es el caso de La línea 9 de metro de Barcelona, objeto de estudio en esta tesina. Pero no todo el interés por la geología de la depresión de Barcelona es de carácter reciente. Diversos autores (Almera, 1891; y Solé-Sabarís, 1963), empezaban a describirnos la morfología y hidrogeología de los materiales pleistocénicos y cuaternarios de Barcelona. Además de la tectomorfología del Macizo del Tibidabo y del valle inferior del Llobregat. La Comisaria d'Aigües del Prepirineu Oriental fue la primera en describir las unidades hidrogeológicas en la llanura deltaica Marqués (1984) informó sobre la existencia de dos complejos detríticos cuaternarios que son: el Complejo Deltaico Superior de edad Holocena (UDC) y el Complejo Detrítico Inferior de edad Pleistocena (LDC). Estudios posteriores realizados a partir de perfiles sísmicos realizados en alta mar permitieron reconocer 4 unidades deltaicas (Medialdea et al., 1986. Las tres unidades más antiguas (Q1,Q2,Q3) mostradas en la Figura 3.5, bajo el nivel del mar, se correlacionan con el Complejo Detrítico Inferior ; (LDC) y la unidad sísmica más moderna identificado como (Q4) en la Figura 3.5 se relaciona con el Complejo Deltaico Superior (UDC) por encima del nivel del mar.

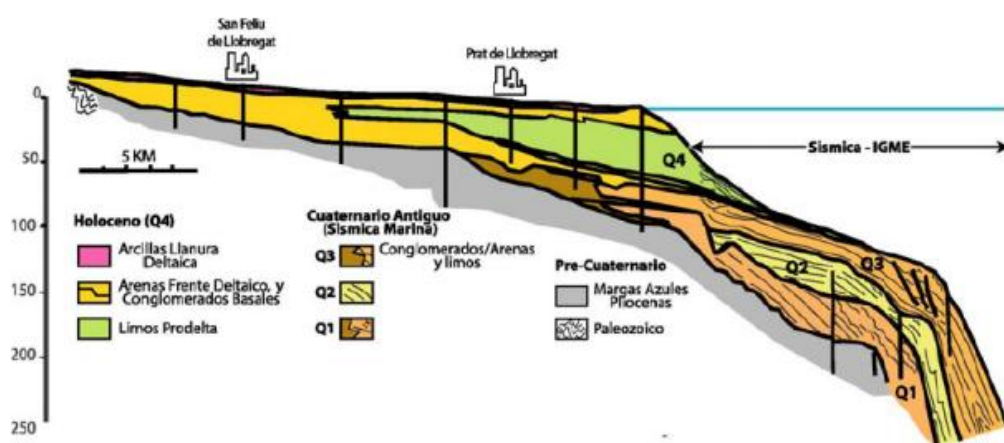


Figura 3.5 Corte geológico del Delta emergido y sumergido. (Yubero,2013)

3.2. Ámbito de estudio

3.2.1. Sección 4+000

La sección PK 4+000 está situada entre la sección PK 4+150 y la estación de Terminal Actual (Figura 3.6). La sección se encuentra a tan solo 150 m de la sección anterior. Como se puede observar en la Figura 3.7, en donde se ha instalado la sección de control, existe un gran descampado libre de edificaciones que podemos considerar “condiciones de greenfield”.

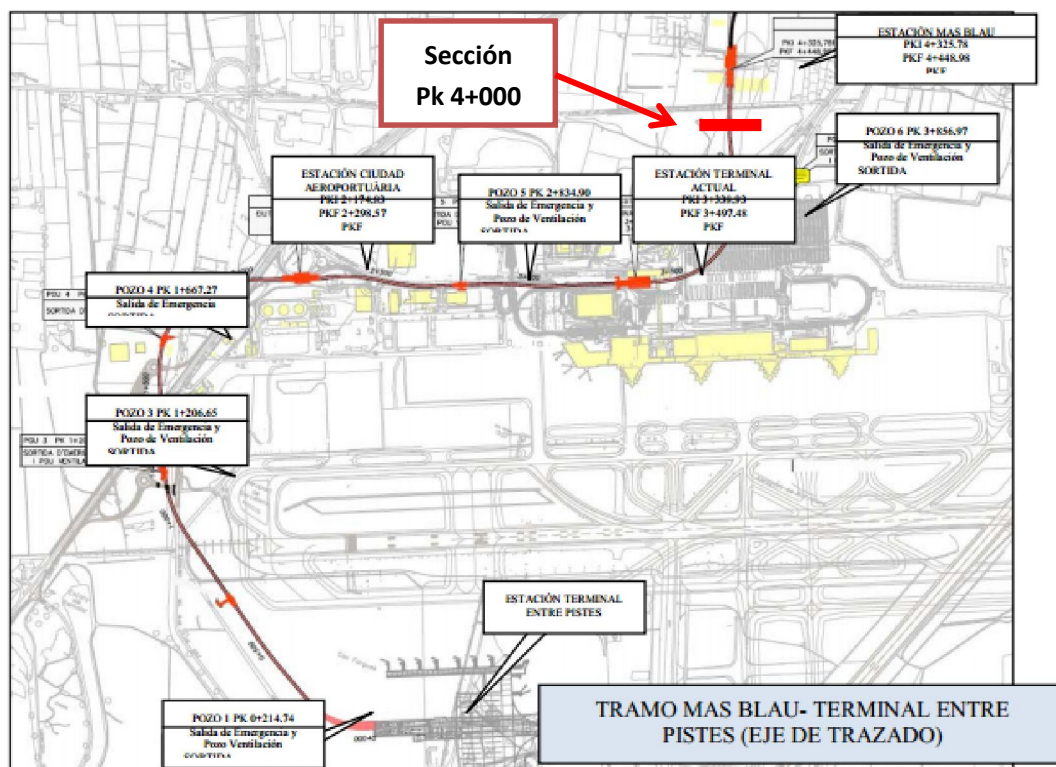


Figura 3.6 Situación de las secciones de control estudiadas. (Yubero,2013)



Figura 3.7 Fotografía de la sección de control PK 4+000. (Yubero,2013)

3.2.2. Posición del túnel

En la sección PK 4+000 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía, alcanza una profundidad de 20.2m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 3.8 y 3.9 muestran la posición del túnel en planta y el alzado de toda la instrumentación instalada en esa sección. Los datos proporcionados por la

instrumentación son aproximadamente de ocho meses de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y aproximadamente algo menos de 7 meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intersecta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 3.8)

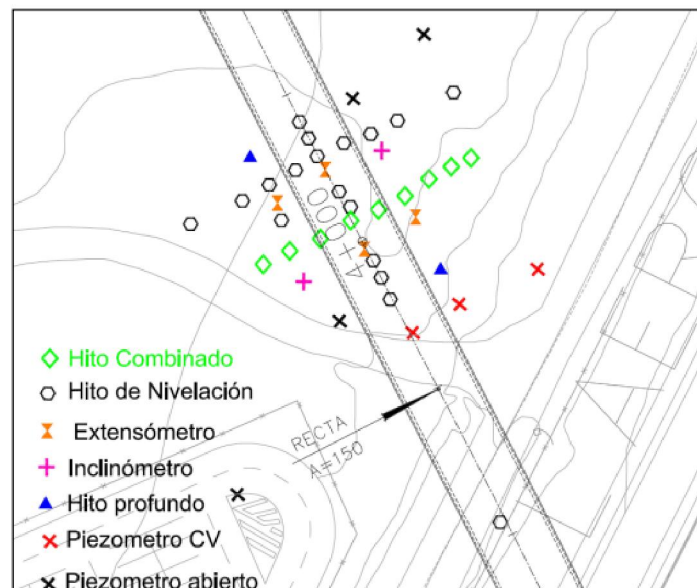


Figura 3.8 Instrumentación de superficie y profunda de la sección PK 4+000m. (Yubero,2013)

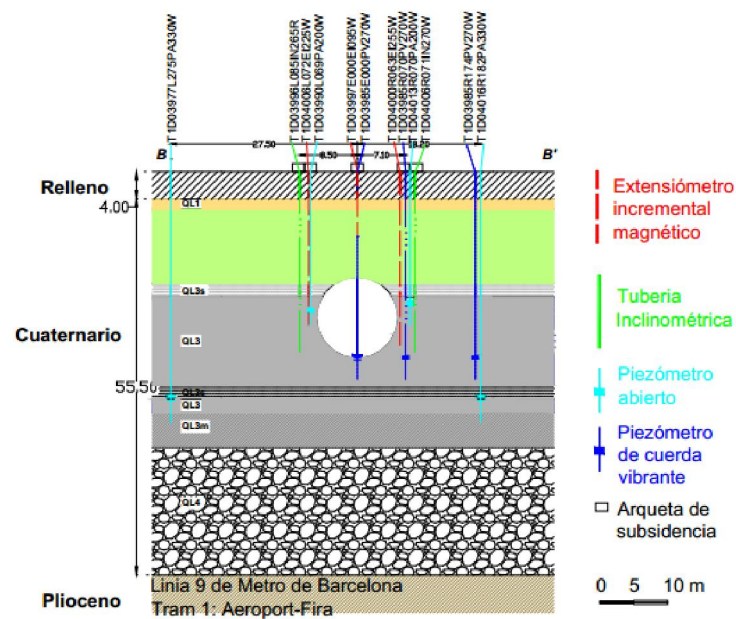


Figura 3.9 Sección transversal instrumentada PK 4+000.(Yubero,2013)

3.2.3. Condiciones geológicas

Como se ha comentado en el apartado anterior han sido muchos los sondeos realizados a lo largo del trazado 1D. El perfil del terreno simplificado del resultado de todos estos sondeos se muestra en la Figura 3.10. La secuencia de la sección (PK

4+000) comprende 4 m de material de relleno, 1 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 11 m de arenas finas grises (QL2) que comprende el acuífero superior, a continuación 2 m de limos arenosos y arenas finas (QL3s), 22 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m) y resto arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 3.9).

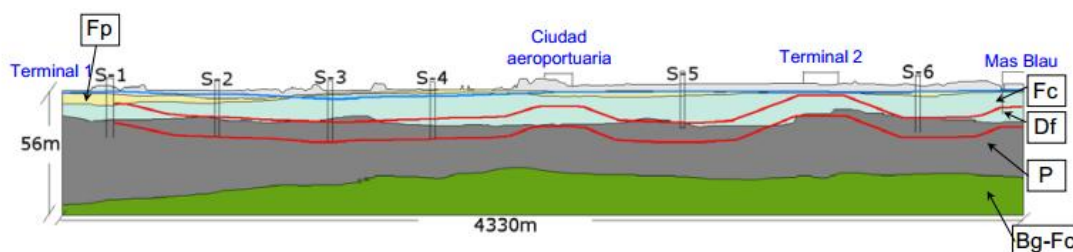


Figura 3.10 Corte geológico del trazado de la Línea 9 del metro de Barcelona. (Yubero,2013)

3.2.4. Instrumentación y monitorización

La sección está compuesta por 28 instrumentos de superficie, de los cuales, dos también nos proporcionan movimientos en profundidad (Hitos profundos), y 9 de los 28 hitos son hitos combinados, los cuales nos proporcionan las medidas en las tres direcciones (X, Y, Z). Se dispone de 3 extensómetros, dos de ellos en el centro del túnel hasta la clave. Para medir los movimientos horizontales en profundidad se han instalado 2 inclinómetros, uno a cada lado del túnel. Y por último, para medir el nivel piezométrico se han colocado 4 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante.

Movimiento del terreno en superficie

En esta parte se presentan los asentamientos de dos plazos, uno a corto plazo y otro a largo plazo. El corto plazo presenta los asentamientos cuando acaba la excavación, normalmente no son asentamientos finales y pueden cambiar a lo largo del tiempo. En cambio a largo plazo los asentamientos son estables, cuyos valores deberían ser mayores que los asentamientos a corto plazo. En el caso estudiado de la sección pk 4+000 el asentamiento a corto plazo se supone de 35 días al considerar que el terreno y el revestimiento entran en carga y el movimiento del terreno se estabiliza. En cambio el asentamiento a largo plazo se considera del orden de 150 días. Estas consideraciones se tendrán en cuenta en las próximas simulaciones.

Para evaluar los asentamientos a corto y largo plazo se utilizan los datos de instrumentación (a partir de registro de extensómetros). Estos datos son ajustados mediante una aproximación por mínimos cuadrados de la distribución Gaussiana para conseguir la curva de los asentamientos. En la figura 3.11 y 3.12 se presentan las aproximaciones realizadas para el corto y largo plazo respectivamente para los asentamientos en la superficie del terreno. En la figura 3.13 se presentan los asentamientos longitudinales en la superficie del terreno. Se miden por un punto de control a lo largo de la excavación. El eje horizontal indica la distancia entre el punto de control y el frente de excavar.

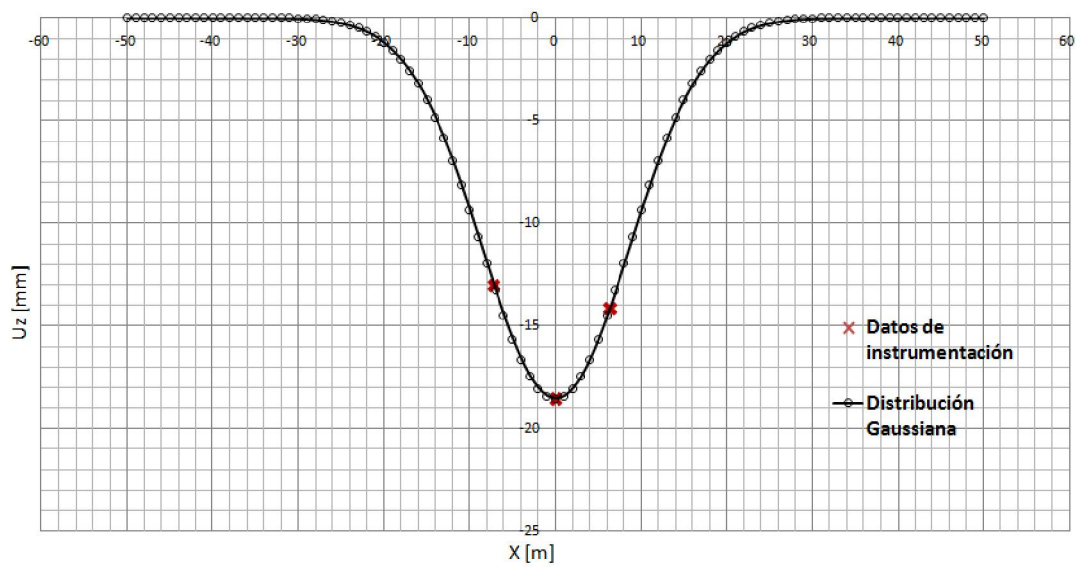


Figura 3.11 Asiento transversal en superficie de plazo corto.

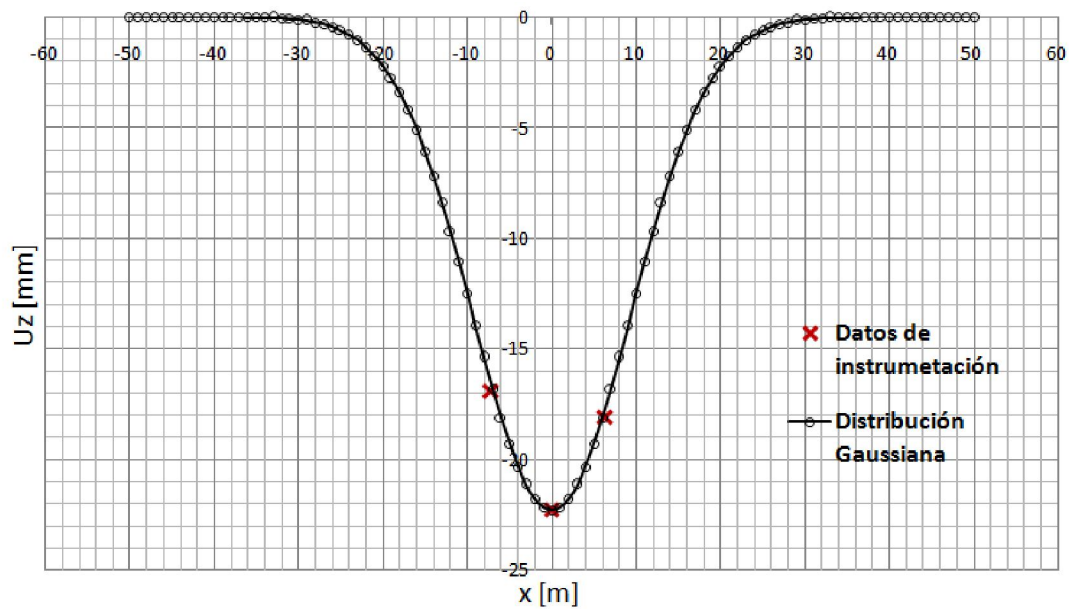


Figura 3.12 Asiento transversal en superficie de plazo largo.

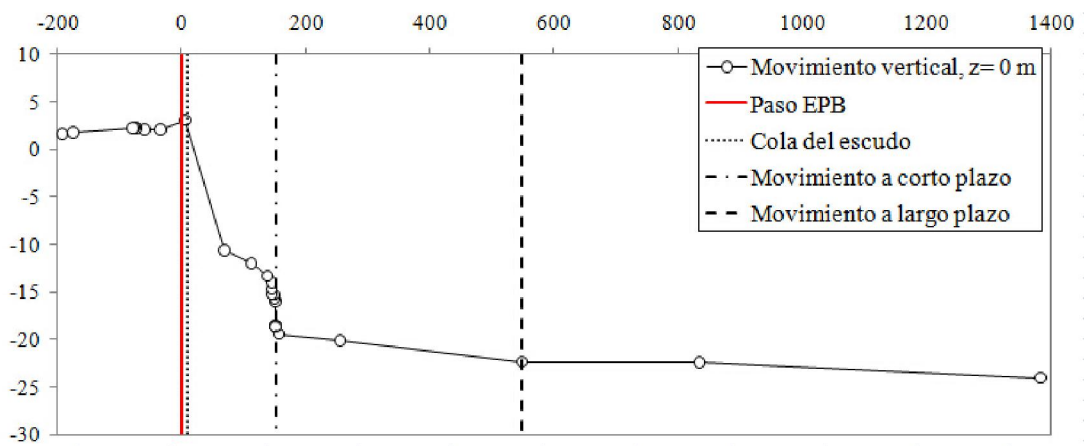


Figura 3.13 Asiento longitudinal en superficie, Yubero (2015).

Movimientos del terreno en profundidad

También ajustamos los datos mediante una aproximación por mínimos cuadrados de la distribución Gaussiana para conseguir la curva de los asientos. En la figura 3.14 y 3.15 se presentan las aproximaciones realizadas para el corto y largo plazo respectivamente para los asientos en las diferentes profundidades del terreno. Son de $z=-3.5\text{m}$, $z=-6.5\text{m}$ y $z=-9.5\text{m}$. En la figura 3.16, 3.17 y 3.18 se presentan los asientos longitudinales en la superficie del terreno. Se miden por un punto de control a lo largo de la excavación. El eje horizontal indica la distancia entre el punto de control y el frente de excavar.

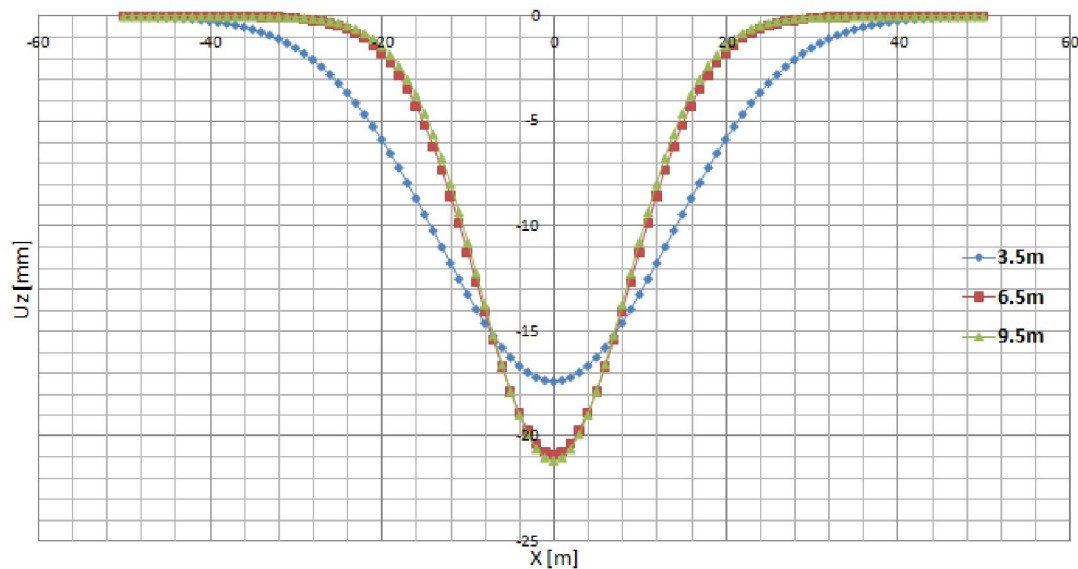


Figura 3.14 Asiento transversal en profundidad de plazo corto

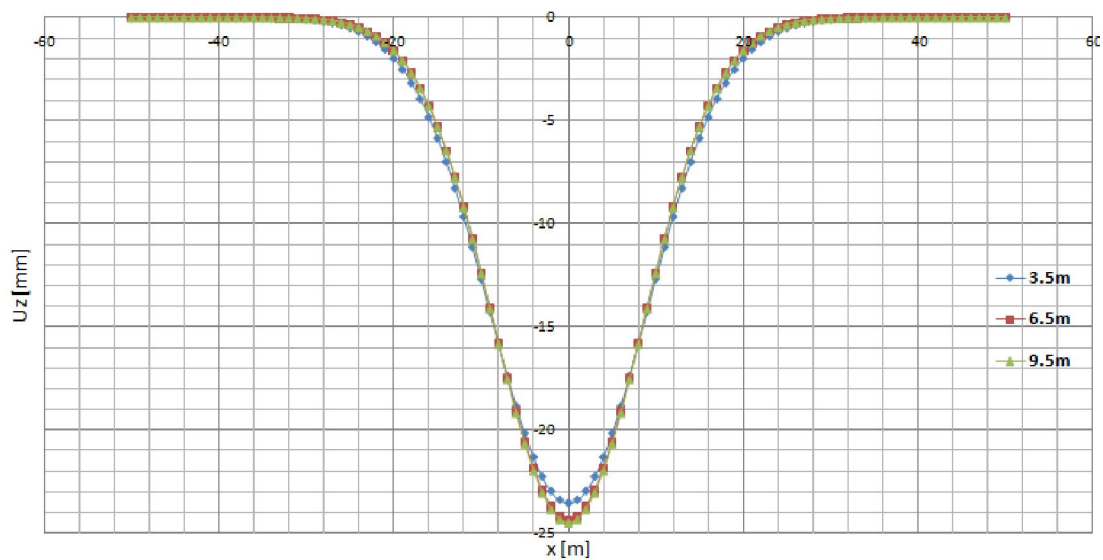


Figura 3.15 Asiento transversal en profundidad de plazo largo

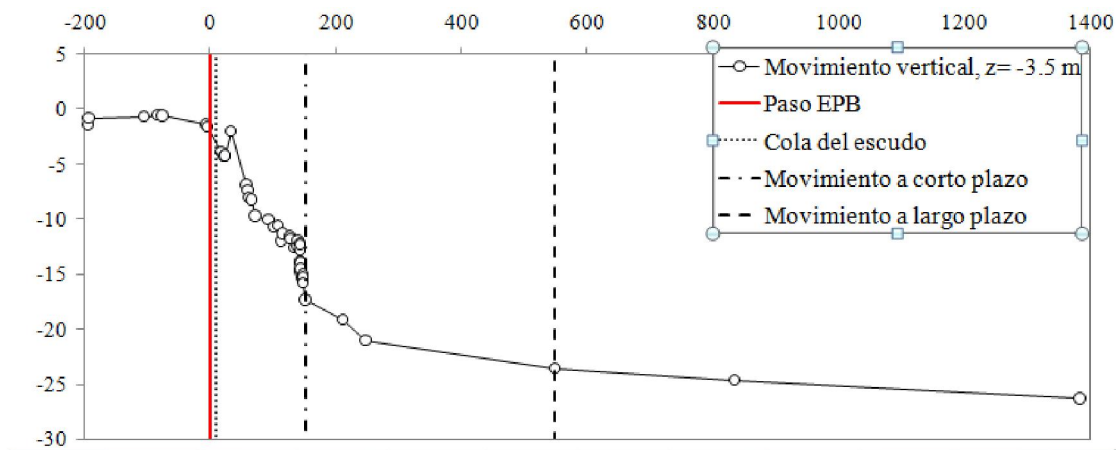


Figura 3.16 Asiento longitudinal en profundidad de $z = -3.5$ m

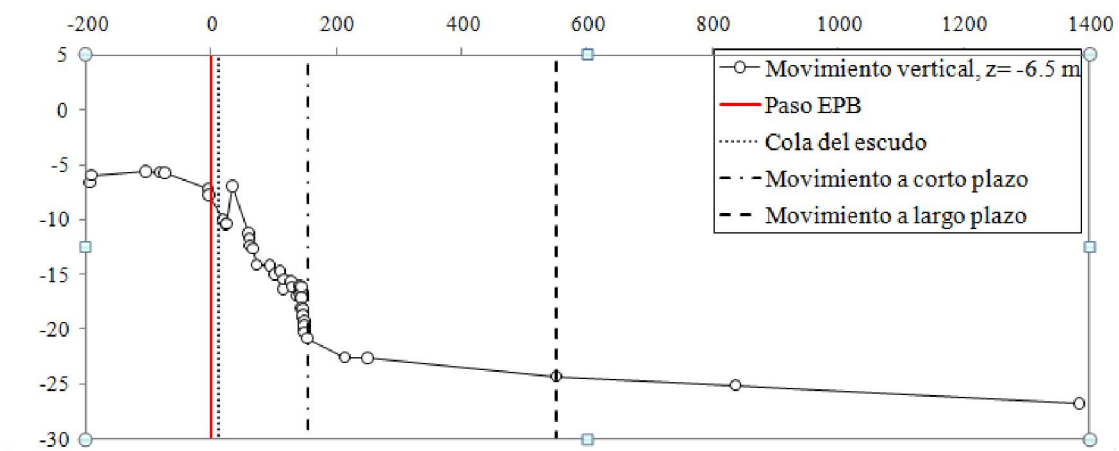


Figura 3.17 Asiento longitudinal en profundidad de $z = -6.5$ m

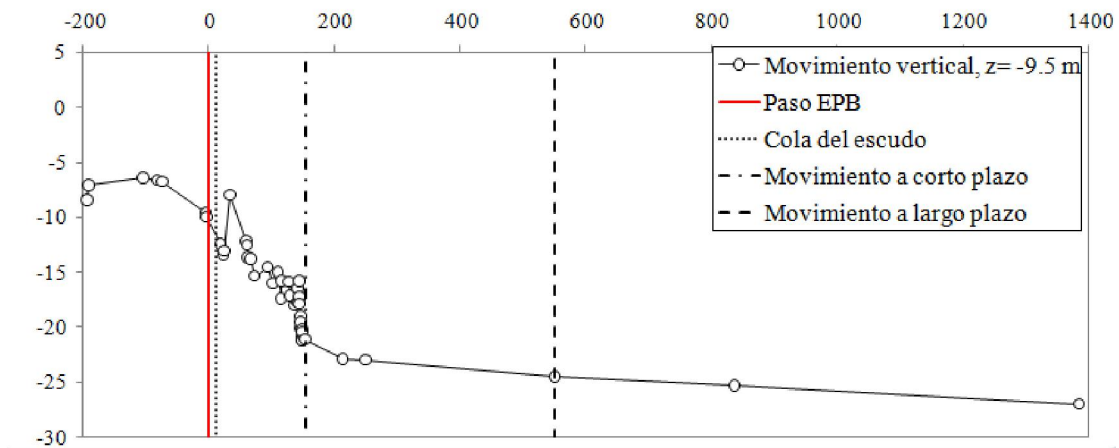


Figura 3.18 Asiento longitudinal en profundidad de $z = -9.5$ m

CAPÍTULO 4

MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EN 3D

4.1. Modelos constitutivos utilizados

En los análisis numéricos, se utilizan tres distintos modelos constitutivos. Son los modelos de Mohr-Coulomb(MC),HardeningSoil Modelo (HSM) y HardeningSoil SmallStrainModel (HSSM). Esta parte es una introducción de los modelos que incluye los conceptos básicos, los parámetros utilizados,los criterios de fallo y las limitaciones y/o las aplicabilidades de los tres modelos.

4.1.1. Mohr-Coloumb

Conceptos básicos del modelo de Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb es un elástico-perfectamente plástico modelo que se utiliza a menudo para modelar el comportamiento del suelo en general y sirve como un modelo de primer orden. Para los estados de tensión que están dentro de la superficie de rendimiento el modelo MC responde lineal elástico y todas las deformaciones son reversibles. La relación entre tensión y deformación se muestra en laFigura 4.1.

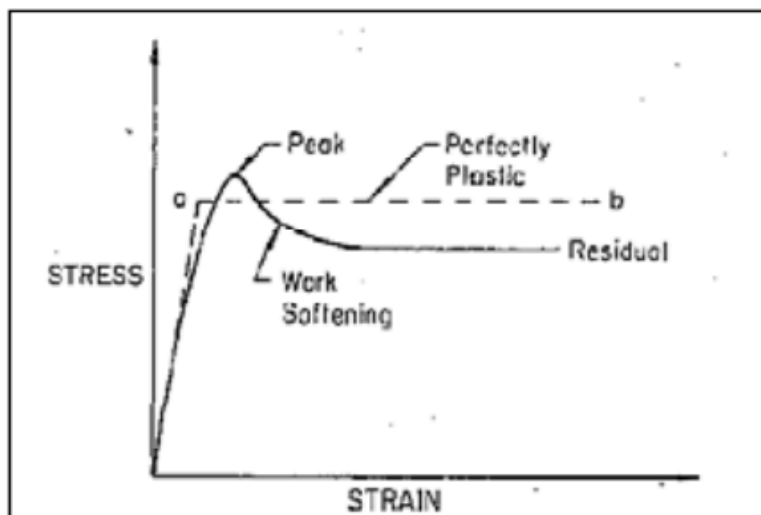


Figura 4. 1 Elástico-perfectamente plástico suposición del modelo de Mohr-Coulomb. Kok Sien Ti(2009)

Parámetros utilizados del modelo de Mohr-Coulomb

Generalmente, en el estado de estrés la relación de tensión-deformación del modelo se comporta de forma lineal en el rango elástico, con dos parámetros definidos de

la ley de Hooke (Young's modulus, E and Poisson's ratio, ν). Hay dos parámetros que definen los criterios de fallo (el ángulo de fricción, ϕ y cohesión, c). Hay otro parámetro para describir la regla de flujo (el ángulo de dilatación, ψ que proviene de la utilización de la regla no asociado flujo que se utiliza para modelar un cambio irreversible real en volumen debido a la fuerza de corte). Se resume en el Tabla 4.1

Parámetro	Símbolo
Young's modulus	E
Poisson's ratio	ν
Cohesión	C
Ángulo de fricción	ϕ
Ángulo de dilatación	ψ

Tabla 4. 1 Parámetros utilizados del modelo de Mohr-Coulomb

Criterio de fallo de Mohr-Coulomb

El criterio de fallo de Mohr-Coulomb se representa por la envolvente lineal de los círculos de Mohr que se producen en la rotura. La relación de esa envolvente se expresa como la formulación de 4.1 y la Figura 4.2

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c \quad (4.1)$$

donde:

- τ es la tensión cortante.
- σ es la tensión de normal.
- ϕ es la pendiente del ángulo de la envolvente.
- c es la intersección de la línea de fallo con el eje de τ , llamada cohesión.

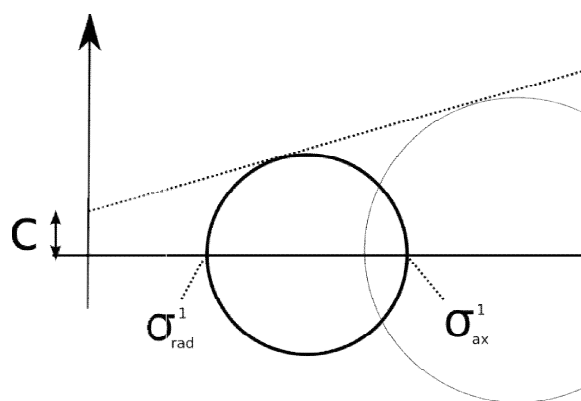


Figura 4. 2 Círculos que representan un ensayo triaxial. Sven Möller (2006)

La compresión se asume positiva para el esfuerzo de compresión, aunque también se puede estudiar el caso con la tensión negativa cambiando el signo de σ .

Si $\phi = 0$, el criterio de Mohr-Coulomb se reduce al criterio de Tresca. Si $\phi = 90^\circ$ el modelo de Mohr-Coulomb es equivalente al modelo de Rankine. Valores más altos

de φ no están permitidos.

Criterio de fallo de Mohr-Coulomb en tres dimensiones

El criterio de Mohr-Coulomb se expresa en las tres dimensiones como:

$$\pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (4.2)$$

$$\pm \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right] \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (4.3)$$

$$\pm \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \left[\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \right] \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (4.4)$$

Limitación de Mohr-Coulomb

Como no necesita muchos parámetros, el ángulo de fricción y la cohesión son fácil de obtener por experimento normal, el modelo de Mohr-Coulomb tiene su facilidad. Pero también este modelo tiene su limitación en unos casos. Por ejemplo, no se presenta como la tensión principal afecta el rendimiento y el fallo de la materia. Tampoco presenta la influencia de presión hidrostática sobre el rendimiento del suelo. Aunque el comportamiento fracaso es generalmente bien capturado en condiciones drenadas, la efectiva ruta de esfuerzo que se sigue en los materiales no drenadas pueden diferir significativamente de las observaciones. Es preferible utilizar los parámetros de corte sin drenaje en un análisis sin drenaje, con ángulo de fricción igual a cero. El comportamiento de la deformación está mal modelado antes de llegar a corte local. Para plasticidad perfecta, el modelo no incluye efecto de strainhardening ni softning del suelo. Como yield superficie tiene una forma de hexagonal cono, que se muestra en la Figura 4.3, en el proceso de cálculo numérico es fácil formar la singularidad.

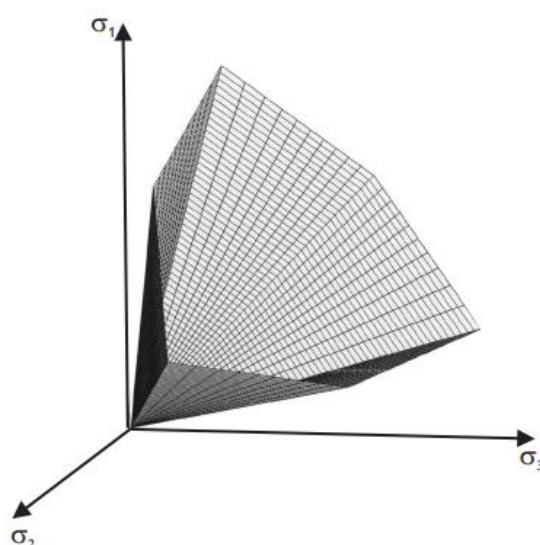


Figura 4.3 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales ($c = 0$). Kok Sien Ti(2009)

4.1.2. HardeningSoilModel

Conceptos básicos del modelo de HardeningSoil

Debido a los gastos considerables de análisis de suelos, los buenos datos de entrada de las relaciones tensión-deformación tienden a ser muy limitada. En muchos casos de ingeniería geotécnica diaria uno tiene buenos datos sobre parámetros de resistencia, pero poco o no hay datos sobre parámetros de rigidez. En tal situación, no es de ayuda para utilizar los modelos de tensión-deformación complejos para el cálculo de problemas de contorno geotécnicos. En lugar de utilizar el modelo de Hooke (single-stiffness) con elasticidad lineal en combinación con una plasticidad ideal de acuerdo a Mohr-Coulomb, una nueva formulación constitutiva usando un modelo (double-stiffness) de la elasticidad en combinación con endurecimiento por deformación isótropa se presenta. Le llamamos el modelo de HardeningSoil. En el modelo de todas las deformaciones se calculan utilizando una tensión-dependiente rigidez, de una relación hiperbólica, distinto para carga virgen y desempleo / recarga. Las deformaciones plásticas se calculan mediante la introducción de un criterio de rendimiento multi-superficie. El endurecimiento se supone que es isotrópico dependiendo tanto de corte plástico y deformación volumétrica.

Parámetros utilizados del modelo de HardeningSoil

Algunos parámetros del presente modelo de endurecimiento coinciden con los de la que no se endurezca el modelo clásico de Mohr-Coulomb. Estos son los parámetros de fallo ϕ , ψ y c . Además usamos los parámetros básicos para la rigidez del suelo, se muestra en el Tabla 4.2.

Parámetro	Sentido físico
m	power for stress-level dependency of stiffness
E_{50}^{ref}	secant stiffness in standard drained triaxial test
E_{oed}^{ref}	tangent stiffness for primary oedometer loading
E_{ur}^{ref}	unloading/ reloading stiffness
V_{ur}	Poisson's ratio for unloading-reloading
p^{ref}	reference stress for stiffnesses
K_0^{NC}	K0-value for normal consolidation
R_f	failure ratio q_f/q_a

Tabla 4.2 Parámetros utilizados del modelo de HardeningSoil.

La ventaja del modelo de HardeningSoil sobre el modelo de Mohr-Coulomb es no sólo el uso de una curva de tensión-deformación hiperbólica en lugar de una curva bi-lineal, sino también el control de la dependencia nivel de tensión. Para suelos reales de los diferentes módulos de rigidez depende del nivel de tensión. En el modelo de Hardening-Soil, un módulo de rigidez E_{50}^{ref} se define para una referencia de

la tensión menor principal de $\sigma_3 = \sigma_{ref}$. En contraste con los modelos basados en la elasticidad, el modelo Hardening Soil elasto-plástico no implica una relación fija entre el (drained) rigidez triaxial E_{50} y la rigidez edométrica E_{oed} . En lugar de ello, estas rigideces deben presentar en una forma independiente. Para definir la rigidez edométrica usamos

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cot \varphi}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (4.5)$$

donde:

- c es la cohesión.
- σ es la tensión de normal.
- m es 0.5 para arena, 1.0 para arcilla.
- φ es la pendiente del ángulo de la envolvente.
- E_{oed} es un módulo de rigidez tangente para la carga primaria.
- E_{oed}^{ref} es una rigidez tangente en una tensión vertical de $\sigma_1 = \sigma_{ref}$.

El comportamiento de tensión-deformación para la carga primaria es altamente no lineal. El parámetro E_{50} es la tensión de confinamiento módulo de rigidez depende de la carga primaria. E_{50} se utiliza en lugar de el módulo inicial E_i para la pequeña deformación que, como un módulo tangente, es más difícil de determinar experimentalmente. Se da por la ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (4.6)$$

donde:

- c es la cohesión.
- σ es la tensión de normal.
- m es 0.5 para arena, 1.0 para arcilla.
- φ es la pendiente del ángulo de la envolvente.
- E_{50} es la tensión de confinamiento módulo de rigidez depende de la carga primaria.
- E_{50}^{ref} es un módulo de rigidez en una tensión vertical de $\sigma_3 = \sigma_{ref}$.

Standard drenado ensayos triaxiales tienden a producir curvas que pueden ser descritos por:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad (4.7)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.8)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.9)$$

donde:

- ε_1 es la deformación.
- $R_f = 0.9$ para muchos suelos.
- q_f es la tensión de fallo de Mohr-Coulomb
- q_a es la tensión de rotura asintótica como se muestra en la Figura 4.4

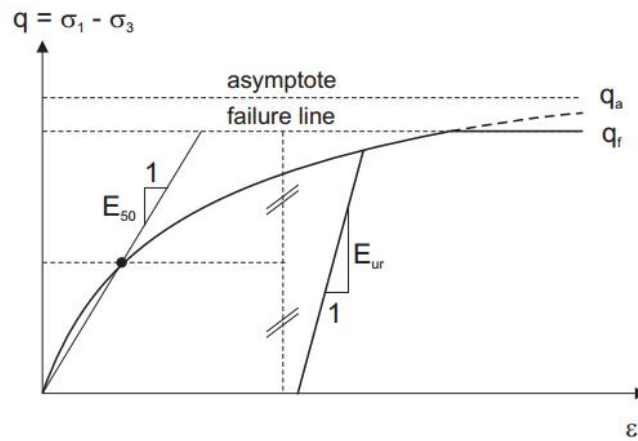


Figura 4.4 Relación hiperbólica para la carga principal y deformación axial. Sven Möller (2006)

Criterio de fallo de Hardening Soil

En contraste con un modelo perfectamente plástico elástico, la superficie de rendimiento del modelo de Hardening Soil no es fija en el espacio de la tensión principal, pero se puede ampliar debido al esfuerzo de plástico. Se distinguen dos tipos principales de endurecimiento, son el endurecimiento de corte y el endurecimiento de compresión. Endurecimiento de corte se utiliza para modelar las deformaciones irreversibles debido a la carga desviadora primaria. Endurecimiento de compresión se utiliza para modelar las deformaciones plásticas irreversibles debido a la compresión primaria en la carga edométrica y la carga isotrópica.

Cuando se compara el modelo de Hardening Soil con el anterior perfectamente elástico-plástico MC Modelo, otra diferencia significativa es que las deformaciones de plástico pueden existir ya antes de alcanzar el límite de la tensión de MC-fractura. Esto implica que incorpora el modelo Hardening Soil otra superficie de rendimiento, que no está fija en el espacio de la tensión principal, pero puede

ampliar y endurecimiento del suelo se simula debido a la deformación plástica.

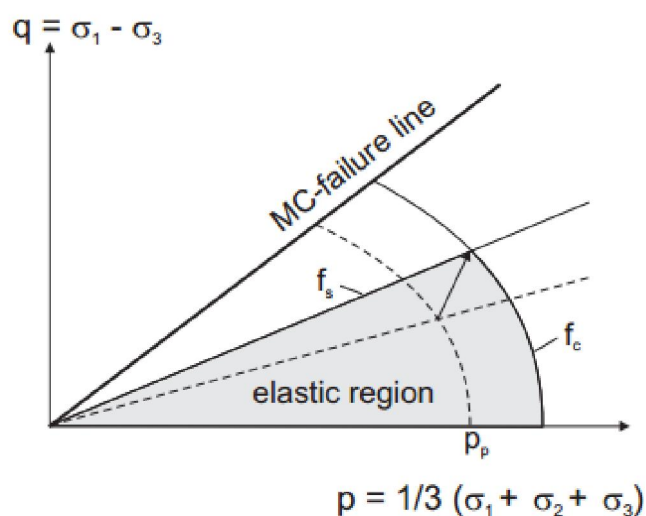


Figura 4.5 Loci rendimiento sucesiva para el endurecimiento de corte y el endurecimiento de compresión en pq-espacio.(Manual de Plaxis 3D)

Como se muestra en la Figura 4.5, se distinguen dos tipos principales de endurecimiento, son el endurecimiento de corte y el endurecimiento de compresión. Como la ley de endurecimiento de corte se introduce una función de rendimiento f^s , que es una función de la rigidez de carga triaxial E_{50} , y para el endurecimiento de compresión una función de rendimiento f^c se formula, gobernado por la rigidez edométrica carga E_{oed} .

Figura 4.6 muestra el contorno total de la superficie de rendimiento Hardening Soil en el espacio de tensiones principales. Tanto el locus de corte y la tapa de rendimiento tienen la forma hexagonal del criterio clásico de fallo de Mohr-Coulomb.

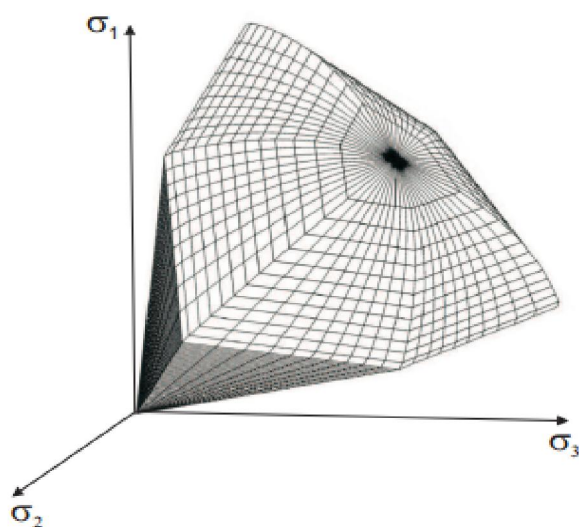


Figura 4.6 Contorno total del rendimiento en el espacio de tensiones principales. Kok Sien Ti(2009)

De hecho, el locus de rendimiento de corte se puede expandir hasta la superficie de fallo de Mohr-Coulomb al final. La superficie de rendimiento tapa se expande como una función de la p_c , que es la tensión de pre-consolidación.

Desarrollo de HardeningSoil

Para el modelo de HardeningSoil, unos desarrollos posibles incluyen una extensión de la base de datos en el campo de parámetros de rigidez para suelos cohesivos, la aplicación del modelo para problemas de contorno en el que una pequeña rigidez deformación es relevante y la verificación de 3 dimensiones del modelo.

4.1.3. HardeningSoilSmallStrainModel

Conceptos básicos del modelo de HardeningSoilSmallStrain

El modelo HS-Small constituye una extensión del HS-Modelo. Todas las características descritas para el modelo HS también son válidas para el modelo HS-Small. Además del HS Modelo, el HS-Small Modelo incorpora una formulación de la pequeña rigidez deformación. Por otro lado, el HS-Small Modelo se puede utilizar hasta cierto punto, para modelar el comportamiento de histéresis bajo cargas de ciclismo con la excepción de reblandecimiento gradual para aumentar el número de ciclos. Como se muestra en la Figura 4.7, pequeña trayectoria de tensión-deformación de descarga-recarga resulta una elasticidad considerablemente mayor módulo E_0 .

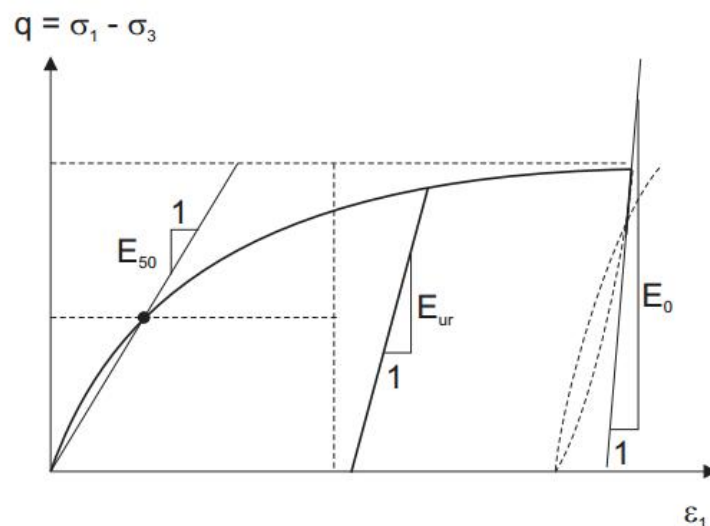


Figura 4.7 HS-Small Model: extensión de incorporar el modelo HS pequeña rigidez deformación.
(Manual de Plaxis 3D)

De hecho, la máxima rigidez del suelo se observa a muy bajos niveles de tensión, por ejemplo, las deformaciones son menor de 10^{-5} . Este efecto se conoce como pequeña rigidez deformación.

Parámetros utilizados del modelo de HardeningSoilSmallStrain

La formulación de pequeña rigidez deformación en el Modelo HS-Small asume que el decaimiento de pequeña rigidez deformación se relaciona principalmente con cualquiera de romper de fuerzas de enlace entre las partículas del suelo o de las fuerzas de fricción de partículas superiores a su límite elástico. Por lo tanto, una disminución de la rigidez se puede observar cada vez que las fuerzas entre las partículas están reorganizadas y concentradas.

Además de los parámetros que presentan las pequeñas rigideces deformaciones de suelo, el Modelo HS-Small tiene los mismos parámetros con el modelo de HardeningSoil. Los parámetros que presentan las pequeñas rigideces deformaciones de suelo del Modelo HS-Small son G_0 y $\gamma_{0.7}$, que tiene una relación como:

$$G = \frac{G_0}{1 + 0.43 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (4.10)$$

donde:

- G es el módulo de corte real.
- γ es la deformación de corte.
- G_0 es el módulo de corte inicial
- $\gamma_{0.7}$ es la deformación de corte en la que el módulo de corte inicial se ha reducido a $0.7G_0$, como se muestra en la Figura 4.8

Typical strain ranges:

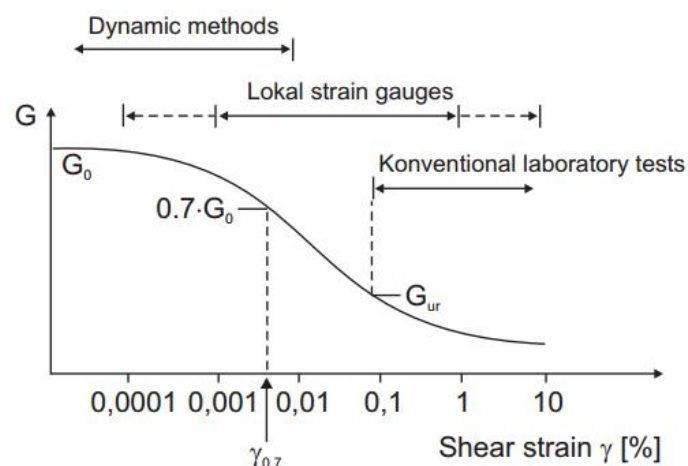


Figura 4.8 Small strain stiffness curva para un suelo en particular la adopción de módulo de corte.
(Manual de Plaxis 3D)

Criterio de fallo de HardeningSoilSmallStrain

La superficie de rendimiento del Modelo HS-Small se muestra como la Figura 4.9, que es diferente a la del modelo HardeningSoil, en lugar de la forma de hexagonal

cono, se convierte en la forma de cono. Las superficies son más lisas, por eso es más fácil para el cálculo de la derivada en cualquier punto.

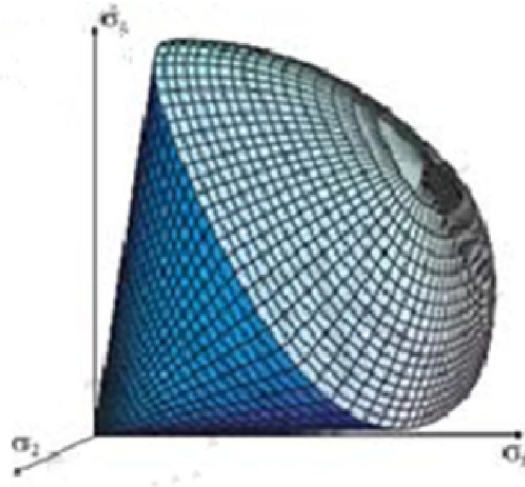


Figura 4.9 Contorno total del rendimiento en el espacio de tensiones principales de HSSM.
(Zheng, 2008)

Discusión de los modelos constitutivos

La aplicabilidad de los modelos avanzados es mucho más amplia que el modelo clásico Mohr-Coulomb.

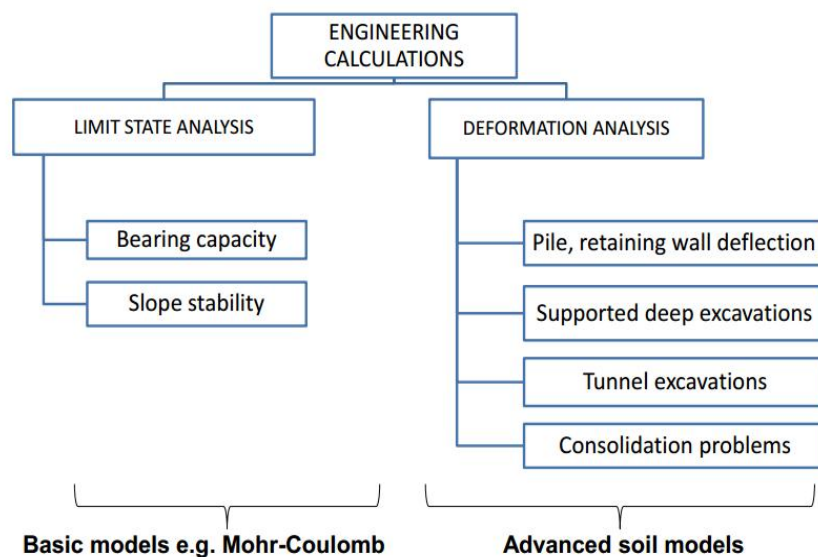


Figura 4.10 La comparación de la aplicabilidad. Kok Sien Ti (2009)

Desde el punto de vista en precisión, en muchos casos reales, los resultados de los modelos avanzados son más fiables.

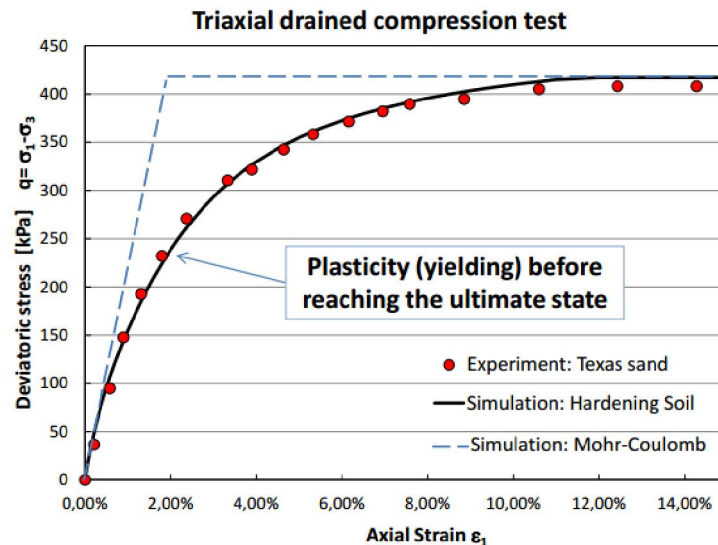


Figura 4.11 Aproximación para las simulaciones de casos prácticos. SvenMöller(2006)

Con la tecnología informática avanzada, la incorporación de estos modelos en el modelado de elementos finitos se puede hacer fácilmente. Aunque las computadoras es capaz de producir resultados numéricos precisos, no significa que los resultados basados en un problema específico también exhibirá este nivel de precisión. En el modelado, es importante elegir un modelo constitutivo del suelo, que es la respuesta "correcta" para el problema. Incluso con los modelos "correctos", hay que destacar que existen aproximaciones dentro de este nivel de precisión. Por lo tanto, debería comprender profundamente sobre los conceptos, ventajas, limitaciones y también de salida de cada modelo para cada problema que se está modelando.

4.2. Cubeta de asientos paso a paso

Uno de los métodos básicos utilizados para tres dimensiones de análisis túnel es la afirmación de que para una predicción representativa de los asientos, se debe consultar el estado estacionario de asientos. Con el fin de explicar el término de estado estacionario de los asientos –asientos a largo plazo-, un análisis completo 3D debe tenerse en cuenta.

Los parámetros del modelo se definen con un modelo MohrCoulomb con $E = 10\text{MPa}$, $\nu = 0.3$, $c' = 0.1\text{kPa}$, $\varphi' = 26^\circ$, $\varphi = 0$ y el coeficiente de la presión lateral es $K_0 = 1 - \sin\varphi'$. El túnel con un diámetro de 9.07m está modelado en una mitad simétrica. La excavación y la consolidación es simulada de acuerdo con el procedimiento paso a paso se describe en la Sección 4.5.

4.3. Condiciones de contorno

El método de los elementos finitos se utiliza para resolver problemas de valores iniciales y de contorno. Las condiciones de contorno adoptadas para los análisis del

El contorno de malla del fondo tiene empotramientos totales para restringir los desplazamientos horizontales y verticales. Por lo tanto se pueden producir tensiones normales, así como esfuerzos de corte. El hecho de que ambos desplazamientos verticales y horizontales son restringidos se relaciona con la aplicación específica de la FEM a los problemas geotécnicos. Para las capas de tierra más profundas en realidad uno tiende a encontrar un aumento considerable de la rigidez, y por lo tanto la deformación apenas ocurrirá. Por otra parte, cuando se acerque a materiales rígidos como la roca y fuertes en la profundidad más superficial, es lógico no ampliar el análisis de deformación en dichas capas. Teniendo en cuenta el contorno del fondo para representar una capa de tierra para restringir desplazamientos verticales y horizontales.

4.4. Parámetros de entrada

Descripción geotécnica de los materiales del delta del Llobregat

51

los materiales del complejo deltaico superior, en concreto los materiales correspondientes a las litofacies por las que discurre la Línea 9 de metro de Barcelona identificadas como: QL3, QL3m, QL3s, QL2, QL1 y rellenos antrópicos (R). , Yubero(2013). Se muestra como la Figura 4.13

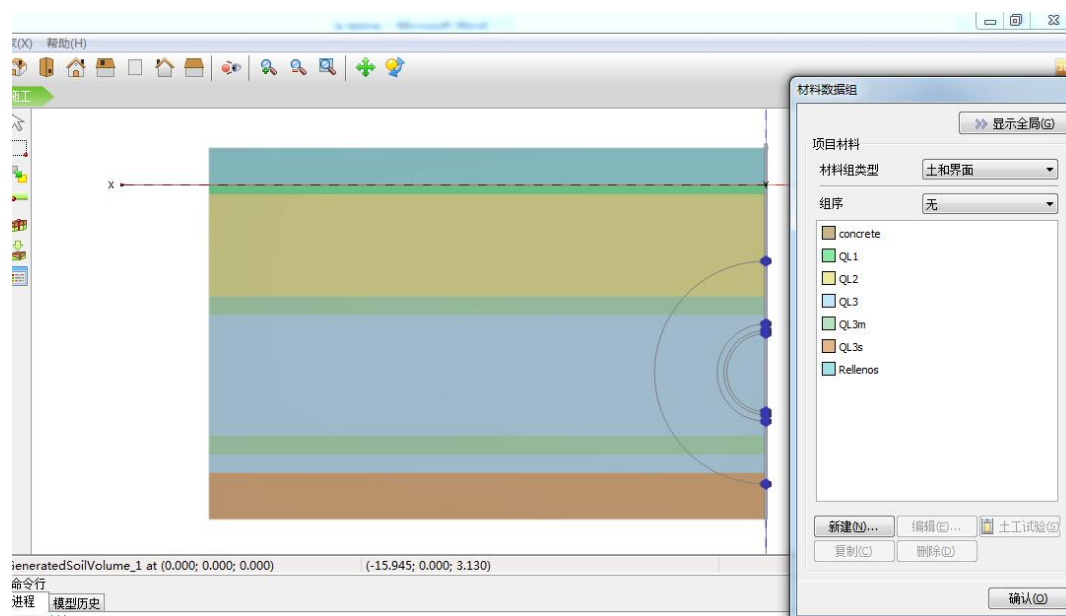


Figura 4.13 Material de los tramos del modelo

Arcilla, arcilla-limosa (Litofacies QL3, QL3m)

Compuesto por arcillas limosas y limos arenosos grises. Se encuentran desde los 15 metros de profundidad hasta por debajo de los 40 metros.

El contenido de finos es alto, varía entre el 65 y el 99%. Alrededor del 70% corresponde a materiales ML, y porcentajes algo superiores al 94% corresponden a materiales más arcillosos del tipo CL.

El límite líquido presenta valores medios alrededor de 23; en cambio los índices de plasticidad llegan a valores medios de 16.2, en ningún caso es superior a 25.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 25% pudiendo llegar a valores de hasta el 36.5%.

Su densidad aparente oscila entre 1.81 y 2.02 gr/cm^3 con valores medios de 1.96 gr/cm^3 y la densidad seca varía entre 1.33 y 1.88 gr/cm^3 con un valor promedio de 1.54 gr/cm^3 . El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm^3 .

El contenido en sulfatos varía de <0.1 a 0.26%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.29 y el 1.2%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 12.39.

También se realizaron ensayos de compresión simple con un valor medio de latensión de ruptura de 0.66 Kp/cm^2 (entre 0.26 y 0.88 Kp/cm^2).

De los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión de 0.18 a 0.76 Kp/cm^2 . Los ángulos de rozamiento interno obtenidos, a partir del ensayo

decorte directo son 11º y 44º con un valor medio de 27.5º.

En estas muestras se realizaron ensayos de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión media de 0.5 Kp/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 18º. Estos valores se encuentran entre los rangos de valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizaron ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión (Cc) entre 0.090 y 0.189, con un valor medio de 0.108 y coeficientes de compresibilidad (mv) entre 0.001 y 0.002, con un valor medio de 0.0015 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 14.1 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 15.1 MPa.

Por último en el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable realizado, muestra una permeabilidad de 2.5 a 5.6 *10⁻⁷ cm/s en limos más arenosos disminuyendo el valor de la permeabilidad hasta valores de 2.6*10⁻⁸ cm/s en los limos arcillosos y de 8*10⁻⁸ cm/s en las facies más arcillosas. Los valores de la permeabilidad son inferiores a los materiales descritos hasta el momento.

Arcillas y limos- arenosos (Litofacies QL3s)

Este estrato no tiene continuidad lateral a lo largo de toda la traza, sino que aparece en lugares restringidos con morfologías de “lentejones”, de 1 a 4 metros de espesor.

El contenido de finos es muy variable entre 5-99.9%. El límite líquido presenta valores entre 21.6-33, en cambio los índices de plasticidad obtienen rangos más altos entre 12.4 y 21.9.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 25%. Su densidad aparente oscila entre 2.08 y 1.55 gr/cm³ con valores medios de 1.6 gr/cm³ y la densidad seca varía entre 1.2 y 1.7 gr/cm³ con un valor promedio de 1.47 gr/cm³. El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm³.

El contenido en sulfatos varía de 0.19 a 0.59%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.07 y el 0.91%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 9.8.

Los ensayos de compresión simple muestran un valor medio de la tensión de ruptura de 0.35 Kp/cm² (valores entre 0.3 y 0.7 Kp/cm²).

Por otro lado, de los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión entre 0 a 0.07 Kp/cm². El ángulo medio de rozamiento interno obtenido, a partir del ensayo de corte directo es de 28º.

Se realizó un ensayo de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión de 0.38 Kp/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 24.8º. Estos valores son parecidos a los valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizó ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión (Cc) entre 0.03 y 0.24, con un valor medio de 0.086, un coeficiente de compresibilidad (mv) de 0 y un índice de poros de 0.73. El módulo edométrico es de 16.6 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 11.9 MPa.

Por último el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable

realizado, muestra una permeabilidad de $1.0 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$.

Arena fina gris (Litofacies QL2)

Está compuesto por arena fina gris con presencia de arenas de granulometría mayor y frecuentes intercalaciones de arcillas limosas y limos arenosos grises. Su naturaleza es muy similar al nivel anterior aunque con mejores características mecánicas.

El contenido de finos es muy variable debido fundamentalmente a las frecuentes intercalaciones de naturaleza diversa. De esta manera el porcentaje de finos varía entre el 1 y el 97.3%, con un valor promedio del 28.61%.

De acuerdo con la Carta de Casagrande se trata de materiales no plásticos en el caso de las arenas con finos SP-SM (más o menos limosas) y limos de baja plasticidad MLCL intercalados.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 21%. La densidad natural del material es de 2.53 gr/cm^3 y la densidad seca es del orden de 1.75 gr/cm^3 .

El contenido de sulfatos oscila entre valores inferiores al 0.1% en el caso de las arenas con finos y valores inferiores al 0.48% en el caso de los limos. En el caso del contenido de materia orgánica varía entre 0.22 y 0.40% respectivamente.

El parámetro N30 del ensayo de SPT oscila entre 3 golpes y R (rechazo), con una media de 13.5.

Por otro lado se realizaron ensayos de compresión simple sobre las arenas con alto contenido de arcillas, resultando valores finales de rotura de 0.24 Kg/cm^2 .

En los ensayos de corte directo se obtiene un valor de la cohesión entre 0.15 y 0.46 Kp/cm^2 con un ángulo de rozamiento de 34.7° , estos valores se encuentran integrados en el rango de resultados mostrado por el ensayo triaxial realizado en muestras similares. Los intervalos de valores obtenidos mediante el ensayo triaxial son entre 0 y 1.5 Kp/cm^2 , para la cohesión y de 31° a 39° para el ángulo de rozamiento interno.

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.15, un coeficiente de compresibilidad de 0.0013 y un índice de poros de 0.7. El módulo edométrico es de 11.7 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es de 8-18.1 MPa con un valor medio de 14.2 MPa y la permeabilidad determinada mediante el ensayo de Lefranc de carga variable en suelos es del orden de 10^{-4} cm/s en las arenas limpias, disminuyendo hasta $4.4 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$ en las arenas finas limosas.

Arcilla y arenas finas-limosas marrón (Litofacies QL1)

Arena fina marrón, ocasionalmente con granulometrías de diámetro de grano superior, alternando con intercalaciones de limos e incluso con intercalaciones arcillosas en el techo. El contenido de finos varía entre 4-98% con un contenido medio de finos del 29 %, aunque para facies de arenas limpias marrones, el tanto por ciento de partículas con un diámetro inferior a 0.08mm, es algo inferior situándose en valores entre 4-12%, con un valor medio de 8%. Son materiales no plásticos con una humedad natural del 18%, la densidad natural es del orden del 1.95 gr/cm^3 y la densidad seca es aproximadamente del 1.47 gr/cm^3 .

En el caso de arenas limosas el contenido en finos es del 36% y en el caso de arenas con intercalaciones de arcillas el contenido en finos alcanza valores entre el 50-60%. El contenido de sulfatos es inferior al 0.1% y el contenido de materia orgánica oscila entre el 0.1 y el 0.33%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) existe una gran dispersión en los resultados, debido a las intercalaciones de limo y arcilla en mayor o menor medida. Los valores se encuentran entre 0 y 26, con un valor promedio de 8.16. El ensayo de compresión simple nos muestra una resistencia pico de 1.05 Kg/cm^2 .

En los ensayos de corte directo, el rango de valores también es amplio, debido a la misma causa. En el caso de muestras de arenas los valores de la cohesión se aproximan a 0.16 Kp/cm^2 con un ángulo de rozamiento interno de 38° , mientras que para ensayos en muestras de arenas con intercalaciones de arcillas y muestras de arenas con intercalaciones de limos, los valores de la cohesión adoptan valores superiores a 0.16 Kp/cm^2 hasta alcanzar valores máximos de 0.23 Kp/cm^2 , mientras que el ángulo de rozamiento interno adopta valores inferiores a 38° hasta un valor mínimo de 15° .

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.08, un coeficiente de compresibilidad de 0.00567 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 8.85 MPa.

Mediante el presiómetro de Menard y el presiómetro de Oyo se obtuvo un valor medio del módulo presiométrico de 10.3 MPa.

La permeabilidad determinada mediante el ensayo de carga variable de Lefranc es del orden de 10^{-4} cm/s en las arenas limpias (SW), disminuyendo hasta $5.2 \cdot 10^{-6}$ en las arcillas arenosas intercaladas.

Rellenos antrópicos (Litofacies R)

La zona estudiada está profundamente antropizada debido a esto, aparecen puntualmente rellenos de materiales heterogéneos como es el caso de materiales arcillosos-limosos o arcillosos-arenosos con abundante presencia de grava heterométrica. El contenido de finos es por tanto alto, aproximadamente entre un 73 a un 99% de partículas de diámetro inferior a 0.08 mm.

De acuerdo con la carta de Casagrande estos materiales se clasifican como arcillas de baja plasticidad (CL), con valores medios de 30 en el caso del límite líquido y entre 19 y 23 para el índice de plasticidad.

El contenido en humedad natural del terreno es del orden del 18%, presentando una densidad húmeda de 1.97 g/cm^3 , densidad seca igual a 1.75 g/cm^3 y peso específico de las partículas sólidas de 2.56 g/cm^3 .

El contenido de sulfatos solubles en suelos es del 0.12% y el contenido de materia orgánica 0.12%.

El parámetro N_{30} del ensayo de SPT da resultados variables entre 3 y 25 golpes con un valor promedio de 10.44, y una resistencia a compresión simple entre 0.68 y 1.2 Kg/cm^2 .

Los ensayos de corte sobre los materiales más arenosos, determinan una cohesión de 0.13 Kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 34° mientras que para los

materiales más arcillosos la cohesión alcanza valores de 0.37 Kp/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 19°, con un valor promedio de ángulo de rozamiento interno de 26°.

Los ensayos edométricos muestran un coeficiente de compresibilidad de 0.00642, un índice de compresión de 0.088 y un índice de poros de 0.65.

Los ensayos dilato métricos de Marchetti nos da un resultado medio de 25.4 MPa, en este tipo de materiales.

Se han agrupado las diferentes litologías identificadas en los reconocimientos realizados según su comportamiento geotécnico, haciendo especial hincapié en su composición, disposición interna y espesor. Para ello, se ha tenido en cuenta la totalidad de los reconocimientos de campo y ensayos de laboratorio.

En las Tablas 3.3 y 3.4 siguientes, se resumen las unidades geológicas descritas y las características geotécnicas respectivamente.

Litotipos	Unidad geológico-geotécnica	Descripción
R	Rellenos	Rellenos de obra y horizonte vegetal
QL1	Arena fina marrón	Se encuentra compuesta por arenas finas y limos de color marrón pasando a limos arcillosos de color más claro o más grisáceo
QL2	Arena fina gris	Se encuentra compuesta por arenas finas grises con intercalaciones de gravas. Las arenas presentan una proporción elevada de intercalaciones arcillosas.
QL3-QL3m	Arcillas limosas grises	Se encuentra compuesta por arcillas limosas y limos arenosos grises con alto contenido en materia orgánica
QL3s	Limos arenosos y arenas finas	Limos arenosos y arenas finas sin continuidad lateral a lo largo de toda la traza
QL4	Arena limosa con grava	Se encuentra compuesta por arenas gruesas y gravas con intercalaciones de arena limosa

Tabla 4.3 Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1. Yubero(2013)

Unidad geológico-geotécnica	GRANULOMETRÍA			LÍMITES		HUMEDAD (%)	DENSIDAD (g/s)	DENSIDAD SECA (g/s)	N _{spt}	COMPRESIÓN SIMPLE	CORTE DIRECTO		EDÓMETRO			TRIAxIAL		SULFATOS	MO	PRESIOMETRO
	% Finos	Arenas	Gravas	LL	LP						c (Kgr/cm ²)	F ^o	c _u	Cc	mv	c	F ^o	%	%	
R	91,35	8,61	0,04	30,18	19-23	18	2,06	1,75	10,44	0,84	0,13-0,37	26	0,5	0,09	0,01			0,12	0,12	
QL1	28,55	67,67	3,78	NP	NP	18	1,95	1,47	8,16	1,05	0,16-0,23	38-15	0,65	0,08	0,01			<0,1	0,1-0,33	10,30
QL2	28,61	63,54	7,85	25,96	18,72	21	2,53	1,75	13,50	0,24	0,15-0,46	34,7	0,70	0,15	0,00	0-1,5	31-39	0,1-0,48	0,22-0,40	14,20
QL3	90,81	9,14	0,05	25,82	16,2-25	26	1,90	1,54	12,76	0,65	0,33	28,5	0,67	0,12	0,00	0,47	17,19	0,1-0,26	0,29-1,2	15,10
QL3s	81,5	18,39	0,11	33-21,6	12,4-21,9	25	1,60	1,47	9,80	0,35	0-0,07	28	0,73	0,09	0,00	0,38	24,80	0,19-0,59	0,07-0,91	11,90
QL3m	91,62	8,36	0,03	23,70	17,90	27	1,83	1,44	11,55	0,25	0,20	26,7	0,62	0,09	0,01	0,32	21,01	0,1-0,26	0,74	15,10

Tabla 4.4 Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1. Yubero(2013)

Parámetros entrados al modelo

Depende de los materiales correspondientes a las litofacies de la Línea 9 de metro de Barcelona, se identifica en 6 tipos, como: QL3, QL3m, QL3s, QL2, QL1 y rellenos antrópicos (R). Los valores de los materiales se muestran en la Tabla 4.5

Parámetro	Nombre	R	QL1	QL2	QL3	QL3m	QL3s	Unidad
<i>General</i>								
Modelo de material	Modelo	MC	HS Small	HS Small	HS Small	HS Small	HS Small	
Tipo de drenaje	Tipo	Drained	Un	D	Un	Un	Un	
Peso de la unidad por encima del nivel freático	γ_{unsat}	17.5	14.7	17.5	13.8	16.6	14.7	kN/m^3
Peso de la unidad por debajo del nivel freático	γ_{sat}	17.5	19.5	21.3	18.8	20.35	19.0	kN/m^3
<i>Parámetros</i>								
Young'modulus	E'	1.0	1.9	6.75	1.9	1.9	1.9	$* 10^4 kN/m^2$
Poisson's ratio	ν'	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
Cohesión	c'_{ref}	0.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	kN/m^2
Ángulo de fricción	ϕ'	26.0	29.0	32.0	27.5	26.4	28.0	°
Ángulo de dilatación	ψ	0	0	0	0	0	0	°
<i>Interfaces</i>								
Fuerza interface		Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	
<i>Inicial</i>								
K_0 determinación		Auto	Auto	Auto	Auto	Auto	Auto	

Tabla 4.5 Las propiedades del material del suelo

4.4.2. Escudo de TBM

Después de definir la geometría del túnel y la tuneladora, el elemento de placa de la tuneladora necesita ser definido. Para definir la tuneladora, en primer lugar, crear un material de placa; En segundo lugar, definir el GroutPressure, es la presión de inyección por agua. Las propiedades del material de la placa que representa la tuneladora se muestran en la Tabla 4.6

Parámetro	Nombre	TBM	Unidad
Thickness	d	0.35	m
Material weight	γ	120	kN/m ³
Material behaviour		Linear; Isotropic	
Young'modulus	E_1	$2.3 * 10^7$	kN/m ²
Poisson's ratio	ν_{12}	0	
Shear modulus	G_{12}	$1.15 * 10^7$	kN/m ²
Grout pressure ini.	p	241	kN/m ²
Inc. of grout pre.	Δp	4.21	kN/m ² /m

Tabla 4.6 Las propiedades del material de la placa

4.4.3. Revestimiento de Túnel

Se muestran las propiedades del material de túnel en la Tabla 4.7. Además, hay dos presiones que actúan sobre el revestimiento del túnel (o 'lining'), son presión de frente y gatos de empuje.

La presión frente del túnel, que es una presión bentonita que incrementa linealmente con la profundidad.

Con el fin de avanzar en el proceso de excavación, la tuneladora tiene que empujar a sí mismo contra el revestimiento del túnel existente. Esto se realiza mediante gatos hidráulicos. Los gatos hidráulicos se simulan con una tensión contra el revestimiento con una dirección contraria al avance, y su magnitud es uniforme.

Todos los valores de las dos presiones se presentan en las últimas líneas de la Tabla 4.7.

Parámetro	Nombre	Concrete	Unidad
Modelo de material	Modelo	Linear elastic	
Tipo de drenaje	Tipo	Non porous	
Peso de la unidad por encima del nivel freático	γ_{unsat}	27	kN/m ³
Peso de la unidad por debajo del nivel freático	γ_{sat}		kN/m ³
Young'modulus	E'	$3.1 * 10^3$	$* 10^4$ kN/m ²
Poisson's ratio	ν'	0.1	
Cohesión	c'_{ref}		kN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ'		°
Ángulo de dilatación	ψ		°
Fuerza interface		Rigida	
K ₀ determinación		Auto	
La presión frente ini.	p_f	202	kN/m ²
Inc. de la presión frente	Δp_f	19.89	kN/m ² /m
Jack Force	J	-700	kN/m ²

Tabla 4.7 Las propiedades del material de túnel

4.5. Método constructivo

La excavación del suelo y la construcción del revestimiento del túnel se modelarán en el análisis. A continuación se describe detalladamente la metodología utilizada.

Las fases posteriores modelarán utilizando la manera de 'stepbystep' con un avance por 1.5 m en cada paso de excavación. Estos son los pasos principales de construir una etapa de avance de la tuneladora en el modelo de Plaxis 3D:

- **Paso1:** Se aplican las cargas asignadas en la sección anterior, correspondientes a los gatos de empuje y presión de mortero, desactivarlo;
- **Paso2:** Seleccionar los volúmenes correspondientes al revestimiento del túnel, ponerlo en hormigón;
- **Paso3:** Activar la carga correspondiente a la lechada (Grouting) y los gatos de empuje en el nuevo anillo, desactivar el escudo, contracción interface;
- **Paso4:** Modificar la contracción asignada a uniforme de la cola de la TBM con un valor constante;
- **Paso5:** Desactivar la presión de frente del túnel de la fase anterior, activar la presión de frente en la nueva unidad.
- **Paso6:** Seleccionar la opción de incremento axial para la distribución de contracción y definir el coeficiente de referencia C_{refy} el coeficiente de incremento axial $C_{inc,axial}$.

Como se muestran de la Figura 4.14 a 4.19 los pasos de construir una etapa de avance.

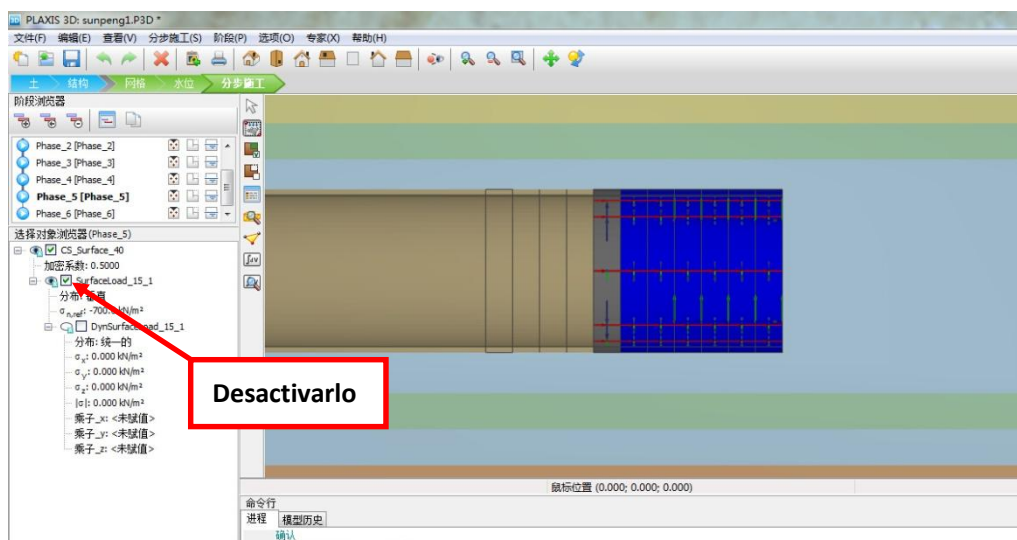


Figura 4. 14 Paso 1 de construir una etapa de avance

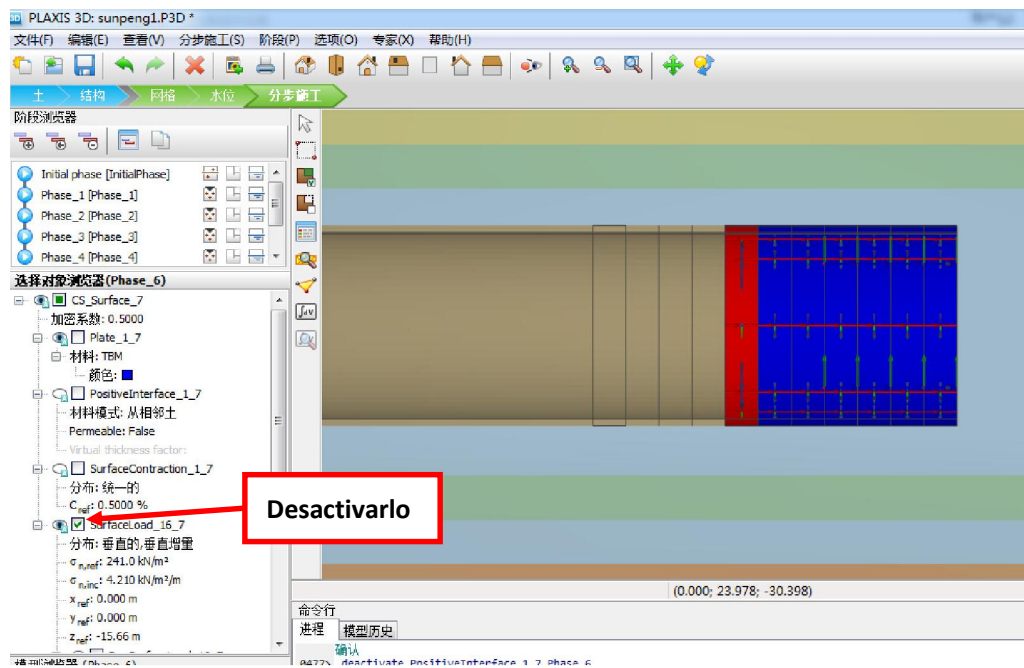


Figura 4. 15 Paso 2 de construir una etapa de avance

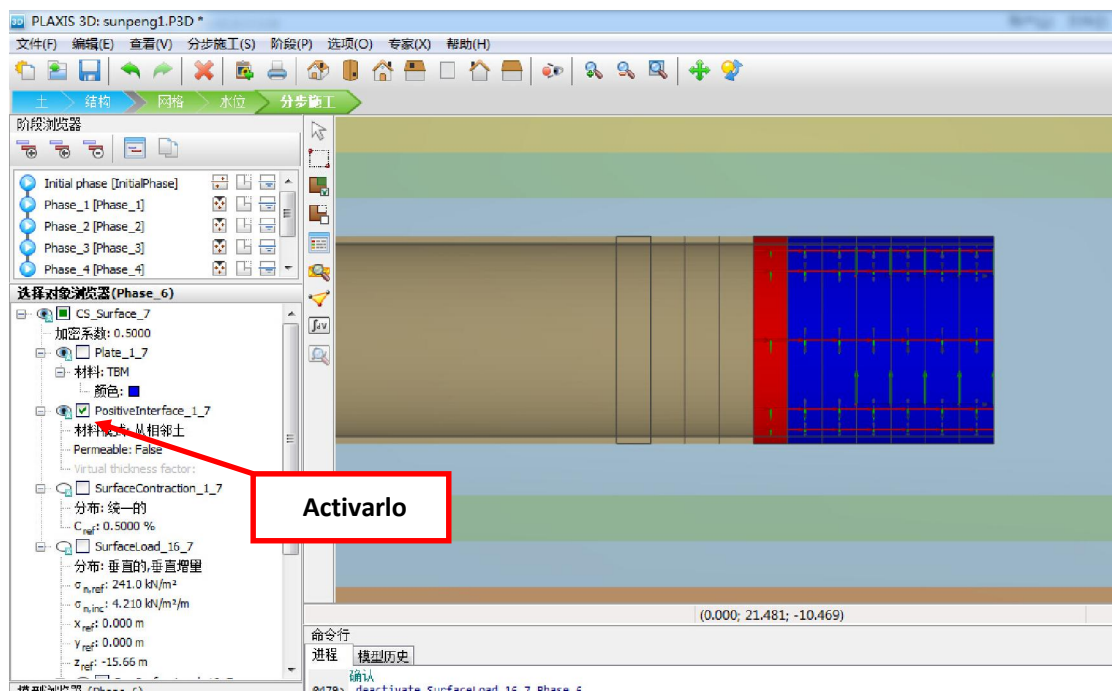


Figura 4. 16 Paso 3 de construir una etapa de avance

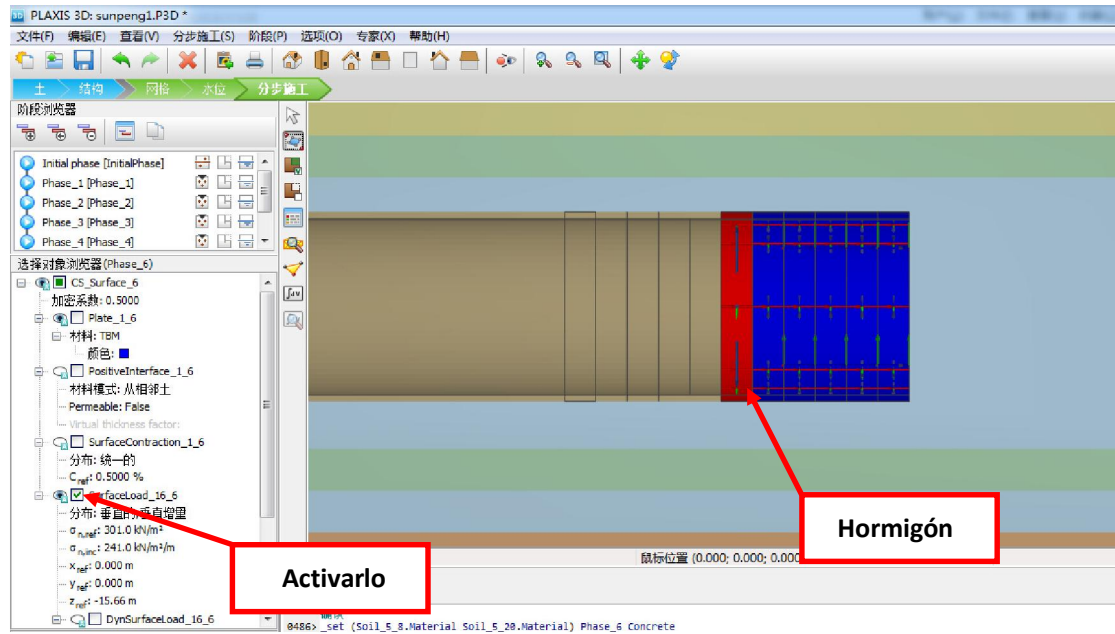


Figura 4. 17 Paso 4 de construir una etapa de avance

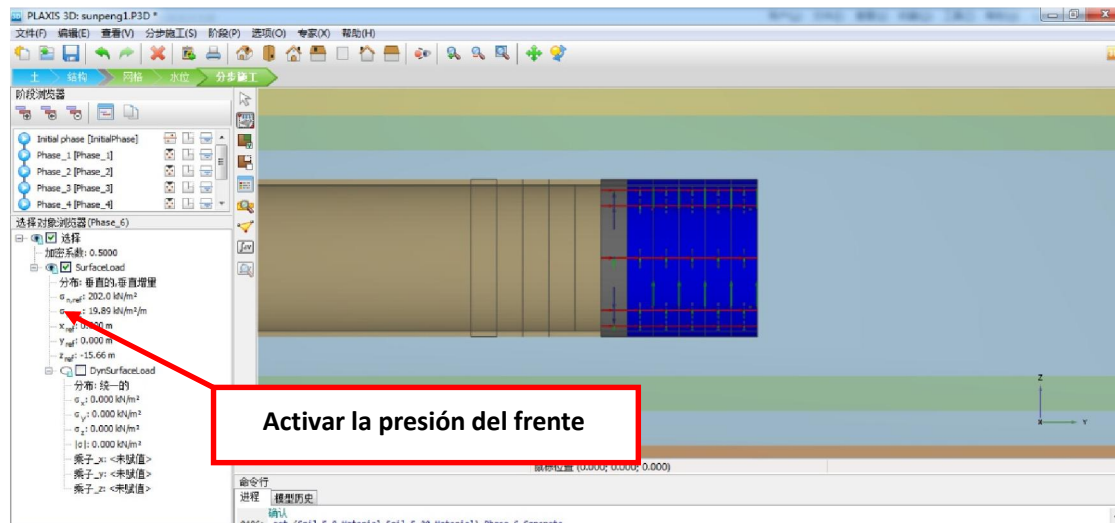


Figura 4. 18 Paso 5 de construir una etapa de avance

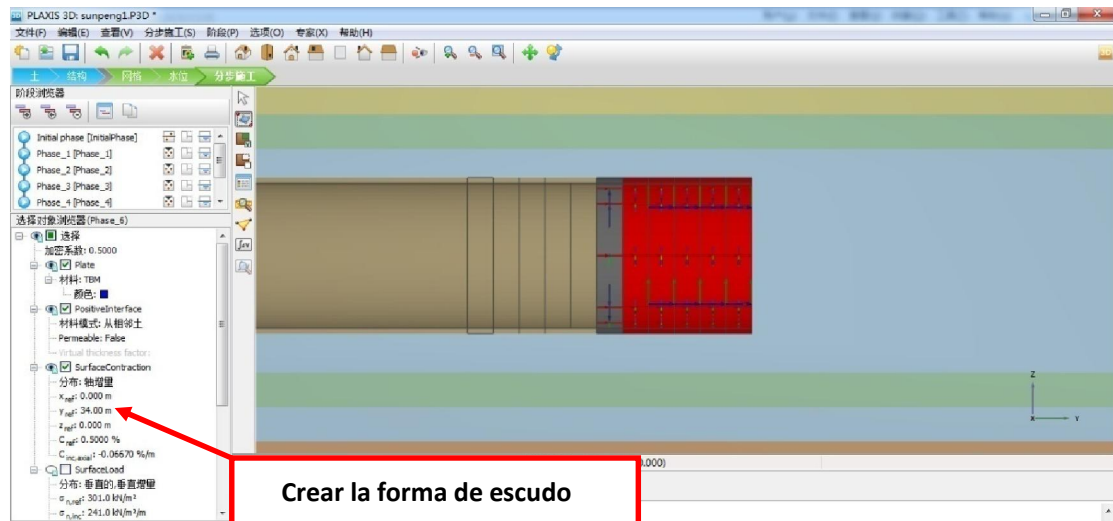


Figura 4. 19 Paso 6 de construir una etapa de avance

En el suelo del frente de la TBM se le aplica una presión de vertical. El escudo TBM se activa y la conicidad del escudo se tiene en cuenta. En la parte posterior de la TBM la presión debida a la lechada de relleno de vuelta es modelada, así como la fuerza de los 'Jacks' que impulsan la TBM sobre el revestimiento ya instalado. Y se instala un nuevo anillo (también llamado 'lining') de revestimiento. Como el escudo de la tuneladora tiene una forma de cono, típicamente, el área de la sección transversal en la cola de la tuneladora es de aproximadamente 0.5% más pequeño que la parte delantera de la TBM (como se puede observar en la Figura 4.20). Esto significa que debemos tener en cuenta los cambios en la forma de la tuneladora en el modelo.

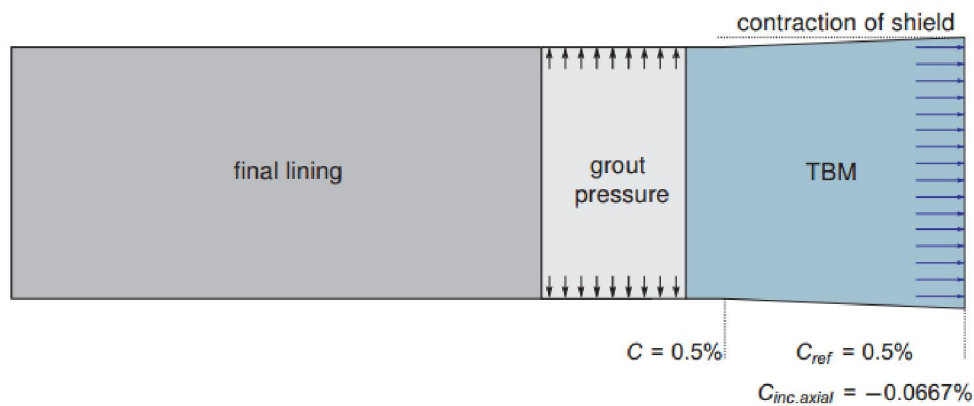


Figura 4. 20 Etapas de la construcción de un modelo de túnel de escudo

La primera fase difiere de las siguientes fases, porque el túnel se activa por primera vez y las tensiones iniciales se ven modificadas. En esta primera fase se va a modelar el túnel que ya ha avanzado 25 m en el suelo. La Figura 4.21 muestra la fase inicial del modelo.

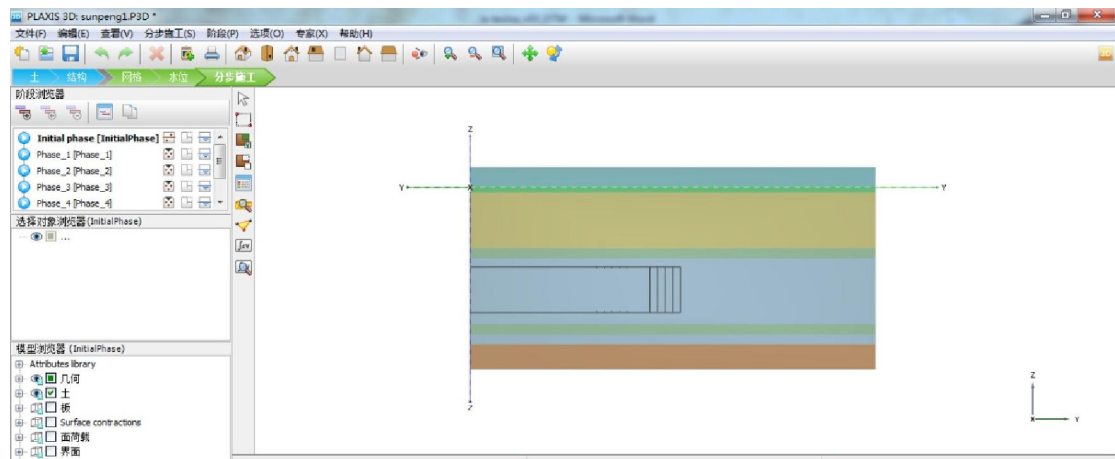


Figura 4. 21 La fase inicial del modelo

El proceso de excavación utilizando la manera de 'stepbystep' se muestra como la Figura 4.22.

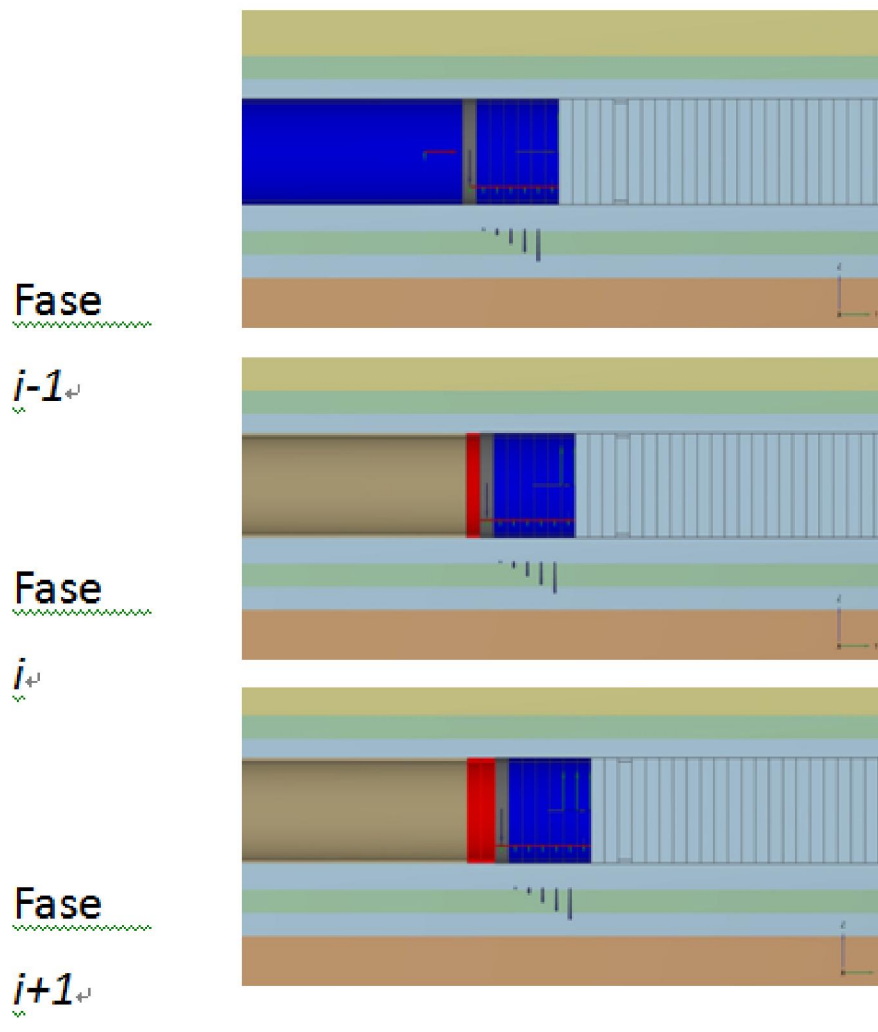


Figura 4.22 El avance de excavación

CAPÍTULO 5

3D PRELIMINAR

Esta modelación se llevará a cabo con una malla poco refinada y geometría de pequeñas dimensiones, con el objetivo principal de reducir el coste computacional asociado al análisis.

En esta sección se define un modelo con el que se harán unas pruebas con varias condiciones: (i) la condición del flujo abierto de agua subterránea sobre todos los contornos y capas, (ii) el comportamiento de no drenado del suelo en la etapa de cálculo previa al primer avance de la tuneladora.

5.1. Dimensiones de la malla

El refinado de la malla de Plaxis se define con las condiciones impuestas por defecto en Plaxis 3D (refinado medio). El suelo definido es un bloque de $80 \times 60 \times 40\text{m}$ que queda dividido en 49205 elementos de volumen, véase la Figura 5.1.

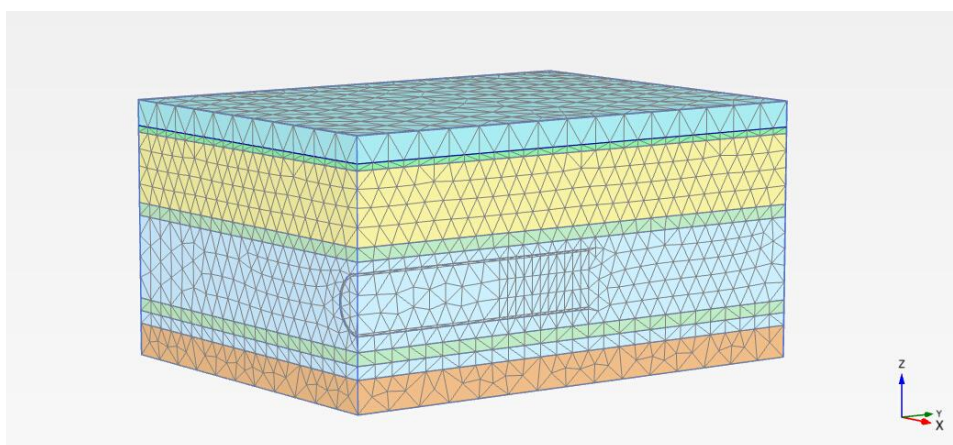


Figura 5.1 La dimensión del modelo

5.2. Condiciones del análisis y etapas definidas

Para observar el cambio en los resultados según diferentes condiciones introducidas en el programa PLAXIS 3D se han considerado los siguientes 3 casos:

Caso 1: Abierto para todos contornos para que el flujo de agua subterránea pueda moverse (Ignorar el comportamiento no drenado en la fase inicial)

Caso 2: Cerrado para el contorno inferior para que el flujo de agua subterránea no pueda penetrar (Ignorar el comportamiento no drenado en la fase inicial)

Caso 3: No ignorar el comportamiento no drenado, es decir, en el terreno existe

presión de agua previa a la fase de excavación.

Para las etapas del modelo se siguen los pasos explicados en la sección 4.5, en total, construimos 5 fases de excavación y también de cálculo, y la última fase es para la etapa de consolidación. En la Figura 5.2, se presentan las diferentes fases de cálculo y el modelo definido.

Nombre	Fase	Empezar	Tipo de cálculo	Cargando entrada	Presión de poro	Paso de tiempo [dia]	Paso primero	Paso final
Initial phase [InitialPhase]	0	N/A	K0	N/A	freático	0.00E+00	0	0
Phase_1 [Phase_1]	1	0	plástico	Tiempo final	freático	0.00E+00	1	4
Phase_2 [Phase_2]	2	1	plástico	Tiempo final	freático	0.00E+00	5	7
Phase_3 [Phase_3]	5	2	plástico	Tiempo final	freático	0.00E+00	37	40
Phase_4 [Phase_4]	4	5	plástico	Tiempo final	freático	0.00E+00	8	11
Phase_5 [Phase_5]	6	4	plástico	Tiempo final	freático	0.00E+00	12	15
Phase_6 [Phase_6]	7	6	Consolidación	Tiempo final	la presión de	5.91E+01	16	36

Tabla 5. 2 Información de fase de cálculo del modelo

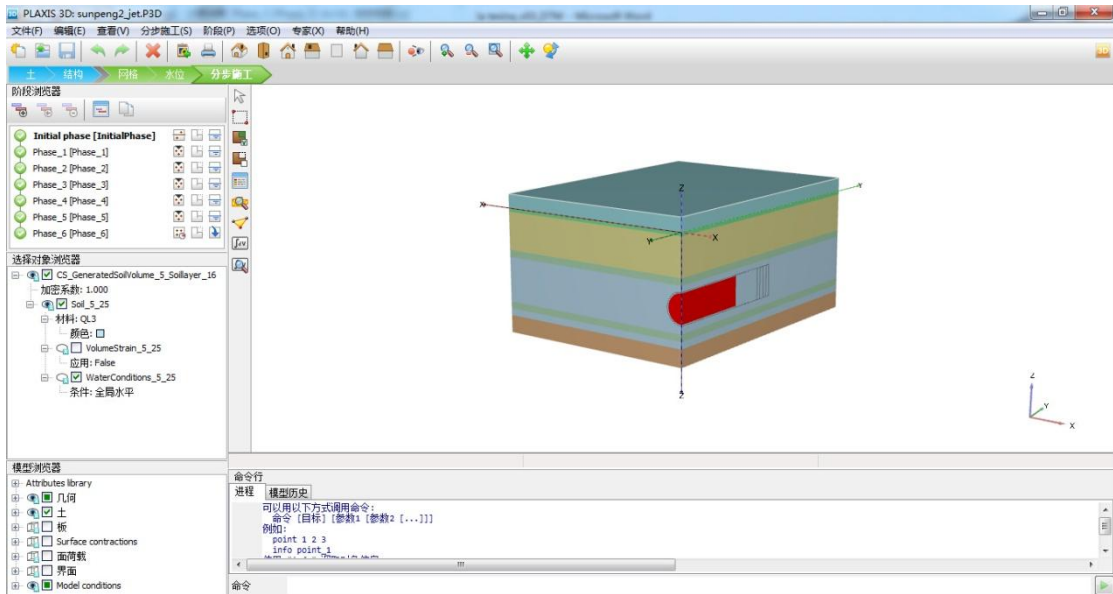


Figura 5. 2 Fases de cálculo y modelo definido

Adicionalmente se eligen unos puntos de análisis en la geometría de la simulación en diferentes puntos del modelo (en superficie, en la parte superior de la excavación también conocida con el nombre de clave, en los laterales de la excavación o hastiales y en la solera del túnel)y graficamos la relación entre la deformación o exceso de presión en el tiempo o paso de cálculo (o step) por cada punto, Figura 5.3.

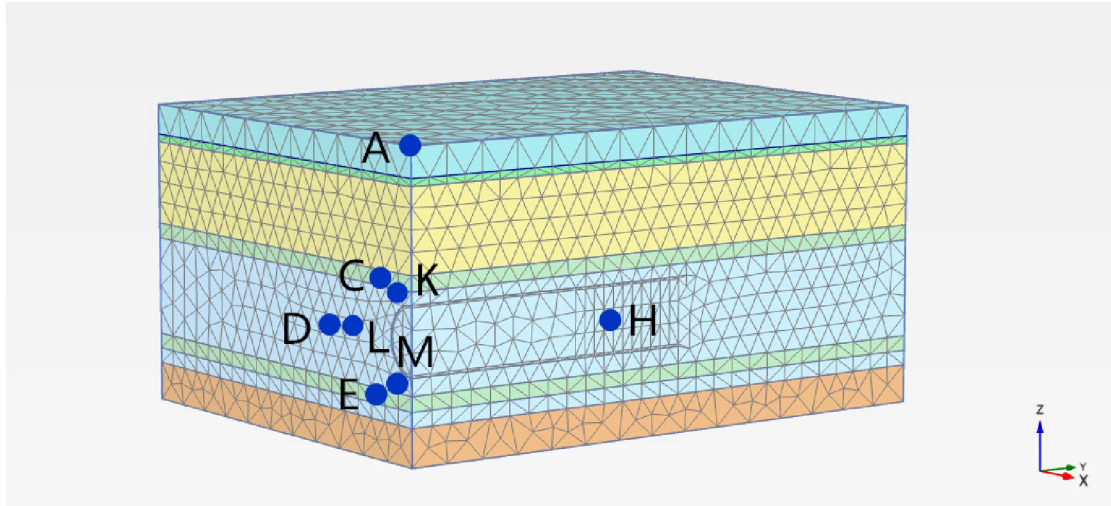


Figura 5. 3 Puntos investigados.

5.3. Resultados

Cada punto de análisis se representa según los 3 casos considerados anteriormente. Los resultados se presentan de la Figura 5.4 a 5.9.

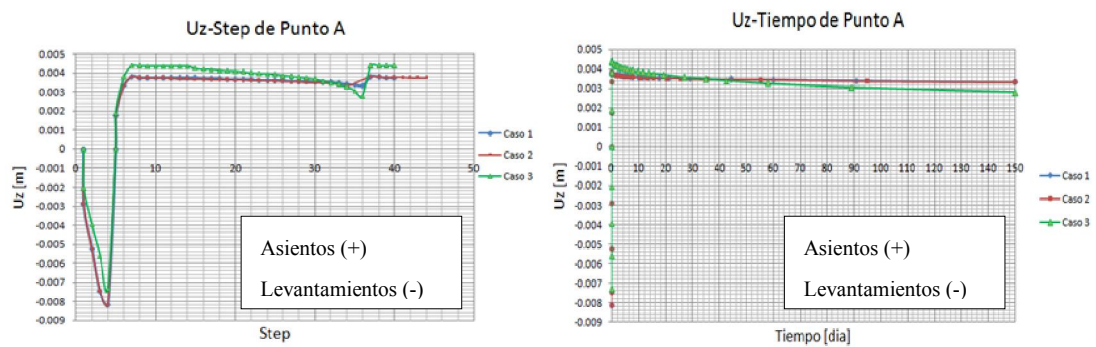


Figura 5. 4 Deformación de punto A.

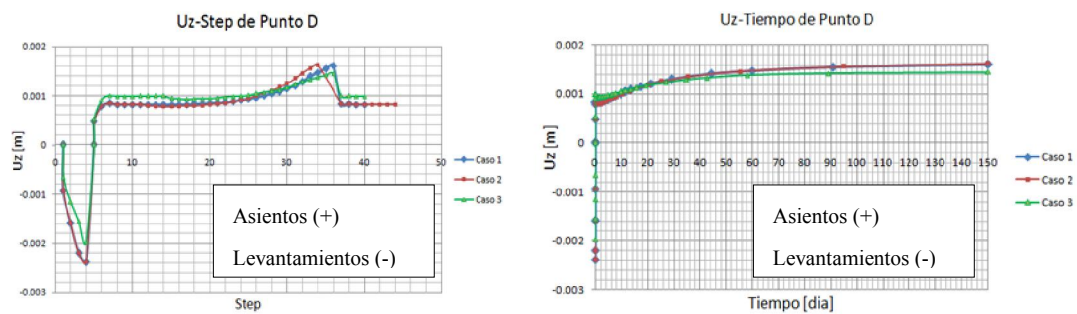


Figura 5. 5 Deformación de punto D.

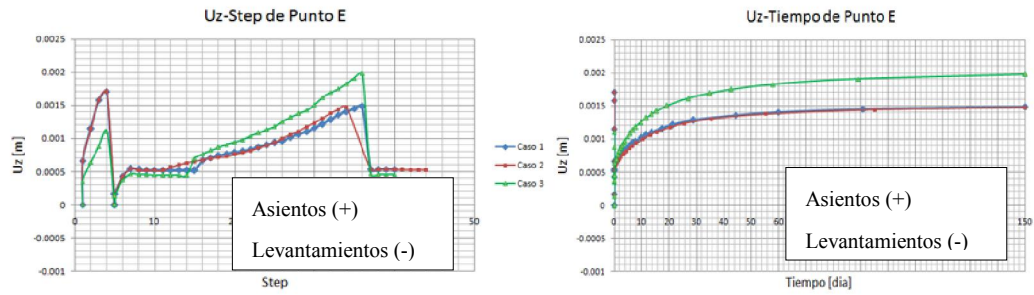


Figura 5. 6 Deformación de punto E.

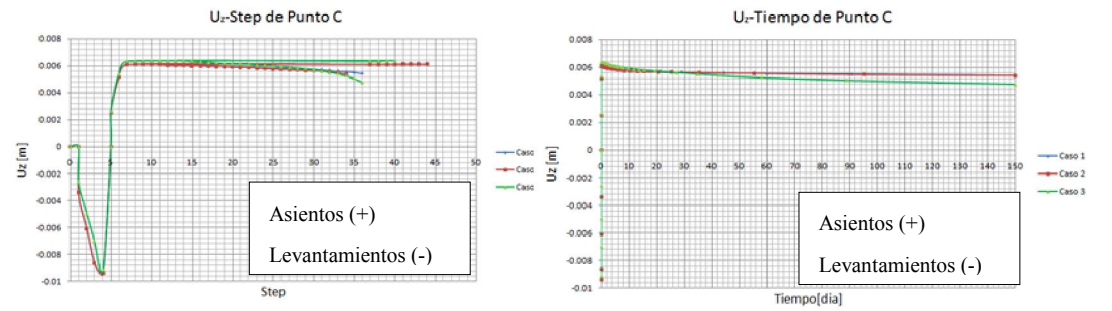


Figura 5. 7 Deformación de punto C.

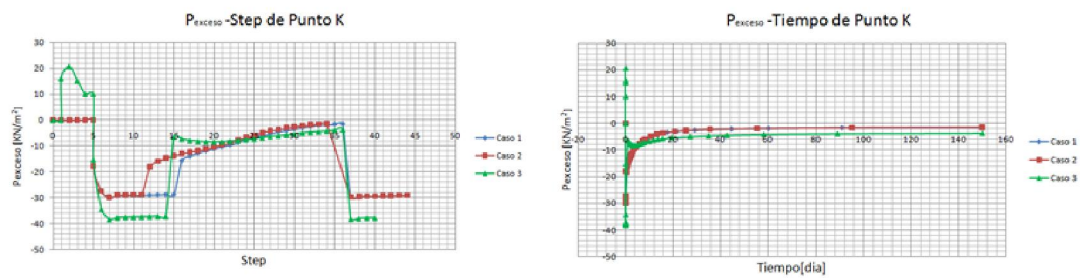


Figura 5. 8 Exceso de presión de punto K.

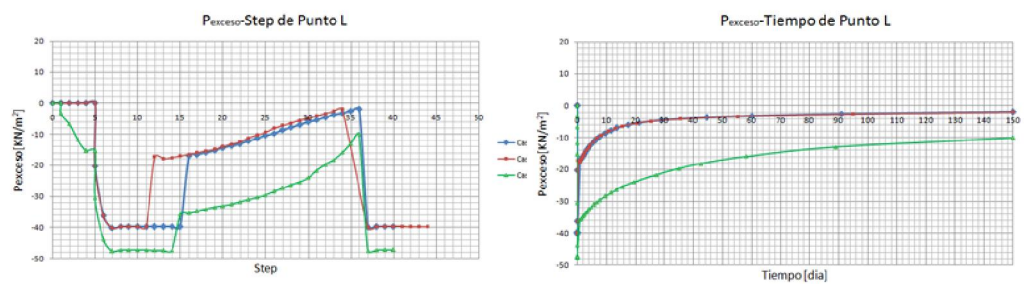


Figura 5. 9 Exceso de presión de punto L.

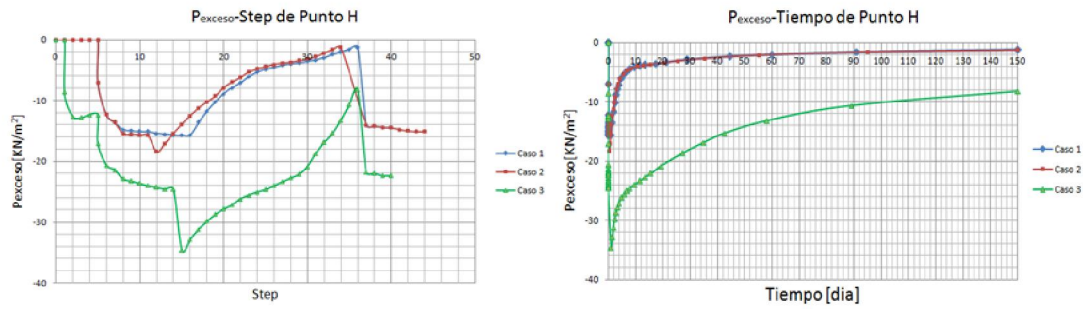


Figura 5.10 Exceso de presión de punto H.

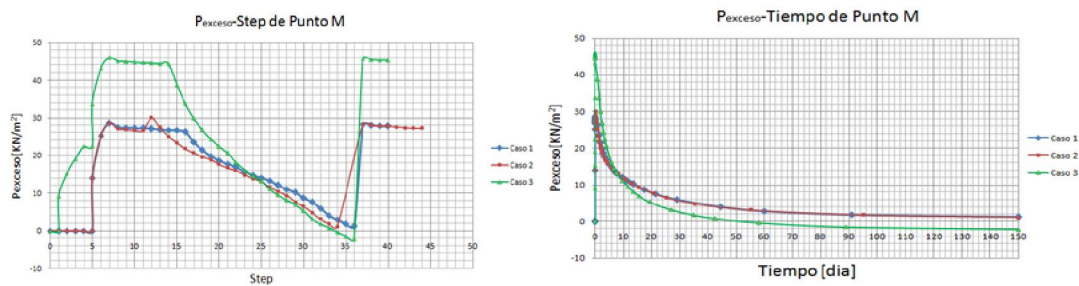


Figura 5.11 Exceso de presión de punto M.

De los resultados de los puntos registrados se observa que no hay mucha diferencia entre los tres casos. Eso es razonable porque en el modelo solo existe el acuífero superior al suelo, pero no hay más acuífero inferior al suelo. Por lo tanto indica que solo hay flujo de arriba hacia abajo.

La diferencia entre el caso de abierto o cerrado no es excesiva.

Por otro lado, hablando del comportamiento no drenado del caso 3, de no ignorar el comportamiento no drenado, es decir, en este caso se tiene en cuenta la influencia de la presión de agua generada en el terreno por el tramo en los primeros 25 metros, que ya está excavado. Por eso en la Figura 5.7, podemos ver que al inicio, la presión en el caso 3 es mayor que la de caso 1 y caso 2. Después de empezar a excavar, la presión de poros en el caso 3 disminuye y al final es casi igual a la del caso 1 y caso 2.

5.4. Comparativa resultados modelo instrumentación

Se grafica el asiento longitudinal del modelo y del dato real en la misma figura

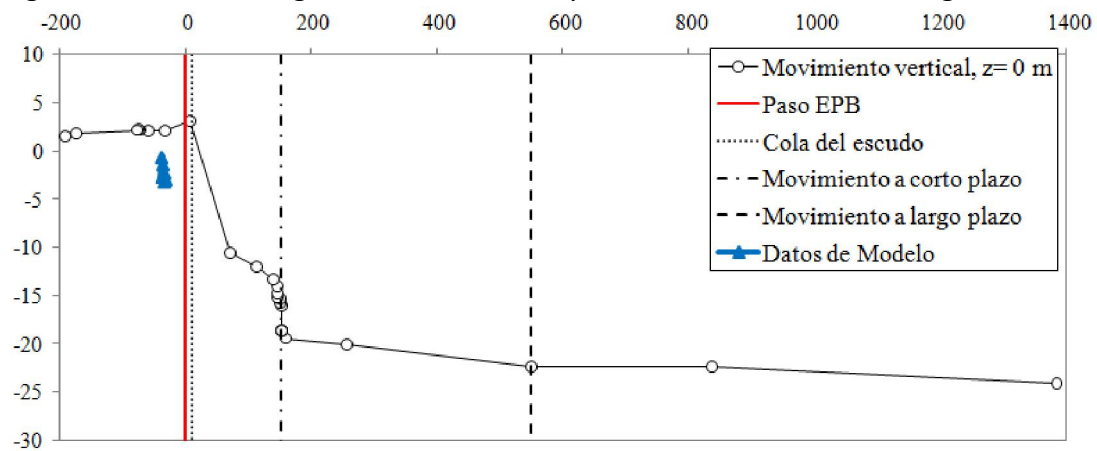


Figura 5. 12 Comparativa resultados de modelo corto y datos de instrumentación(Longitudinal)

Se grafica el asiento transversal del modelo y del dato real en la misma figura

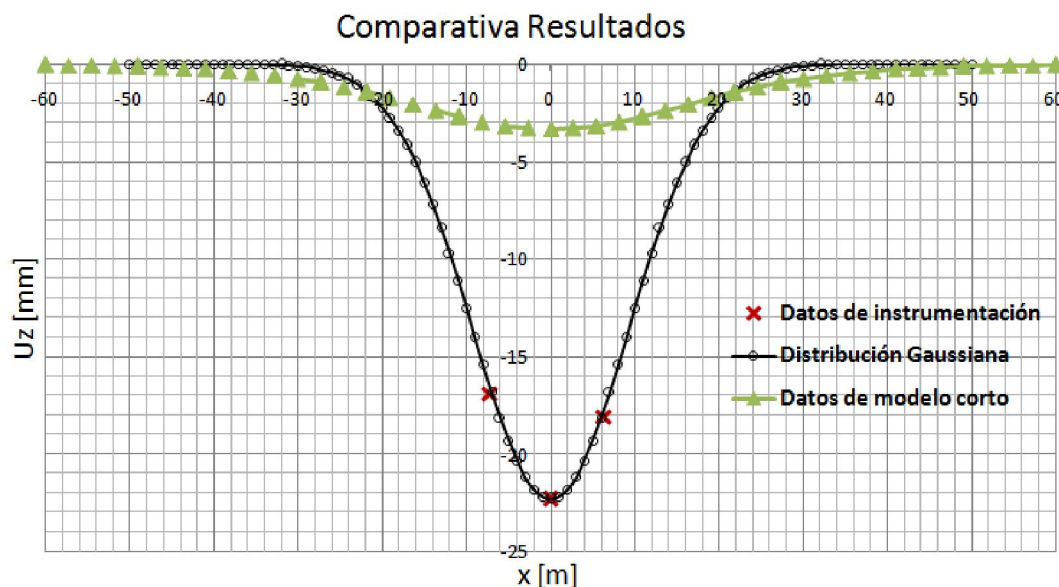


Figura 5. 13 Comparativa resultados de modelo corto y datos de instrumentación(Transversal).

Con la comparación de los resultados del modelo corto y los datos reales, se puede identificar que el modelo corto no es suficientemente largo para reproducir los asientos reales. Por eso, necesitamos construir un modelo con un túnel más largo que permitirá realizar más etapas de avance para ver si se pueden alcanzar los asientos obtenidos en la realidad.

Para la simulación del nuevo modelo se considerará las condiciones del caso 1: Abierto para todos contornos para que el flujo de agua subterránea pueda moverse e ignorar el comportamiento no drenado en la fase inicial

CAPÍTULO 6

3D Extendido

En este capítulo se define un modelo con mayor longitud, y por tanto más etapas de excavación, con el fin de intentar alcanzar los movimientos registrados en la auscultación de obra.

6.1. Dimensiones de la malla

Para investigar el desarrollo de la cubeta de solución de un túnel circular, un bloque de $240 \times 60 \times 40\text{m}$ se dividió en 41286 elementos de volumen. Se presenta la dimensión nueva de la malla en la Figura 6.1.

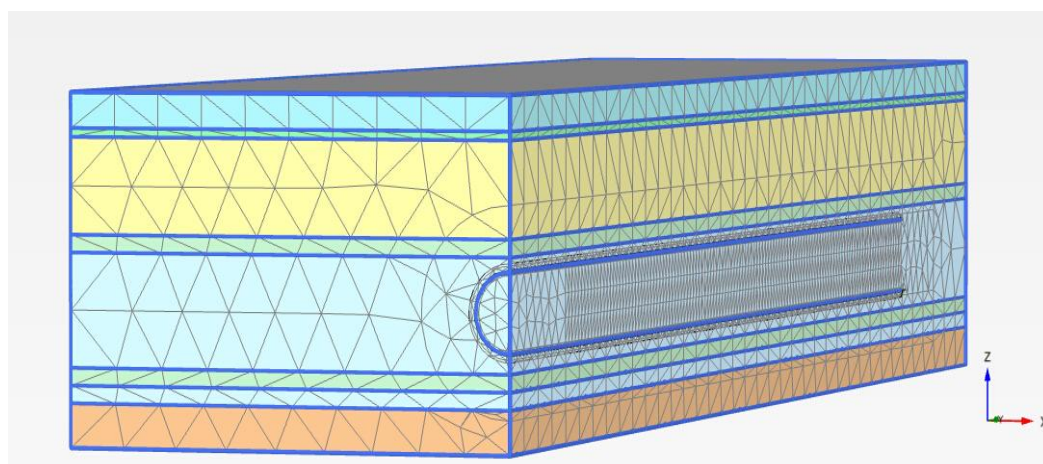


Figura 6. 1 La dimensión nueva del modelo.

Al principio, se fijó un refinado de la malla de 1 en toda la geometría, es decir unas dimensiones uniforme para los elementos. Sin embargo si se usaban esos elementos para simular la excavación del túnel, se producía un problema grave de convergencia en los análisis. Con el fin de llegar a una solución fiable se refinaron las mallas de exterior a interior, donde la zona más cercana al túnel se refina hasta un factor de 0.25 radialmente, como se muestra en la Figura 6.2.

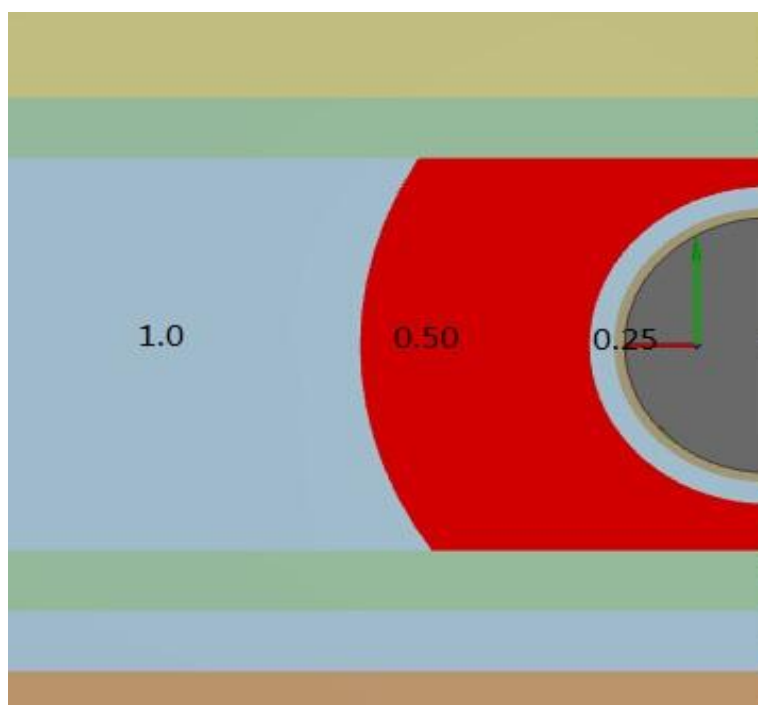


Figura 6. 2 Refinados de la zona radial.

6.2. Condiciones del análisis y etapas definidas

Otra vez, se siguen los pasos definidos en la sección 4.5, en total, se construyen las 113 fases de cálculo. Una parte de ello se muestra en la siguiente Tabla 6.1.

Nombre	Fase	Empezar	Tipo de Cálculo	Cargando entrada	Presión de poro	Paso de tiempo [dia]	Paso primero	Paso final
Initial phase [InitialPhase]	0	N/A	K0	N/A	freático	0,00E+00	0	0
Phase_1 [Phase_1]	1	0	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	1	3
Phase_2 [Phase_2]	2	1	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	4	7
Phase_3 [Phase_3]	3	2	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	8	10
Phase_4 [Phase_4]	4	3	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	11	17
Phase_5 [Phase_5]	5	4	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	18	20
Phase_6 [Phase_6]	6	5	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	21	23
Phase_7 [Phase_7]	7	6	plástico	Tiempo final	freático	0	24	26
Phase_8 [Phase_8]	8	7	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	27	31
Phase_9 [Phase_9]	9	8	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	32	34
Phase_10 [Phase_10]	10	9	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	35	37
Phase_11 [Phase_11]	11	10	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	38	40
Phase_12 [Phase_12]	12	11	plástico	Tiempo final	freático	0,00E+00	41	43

Tabla 6. 1 Información de fase de cálculo del modelo

En la Figura 6.3, se presenta el modelo construido con la manera de 'stepbystep'.

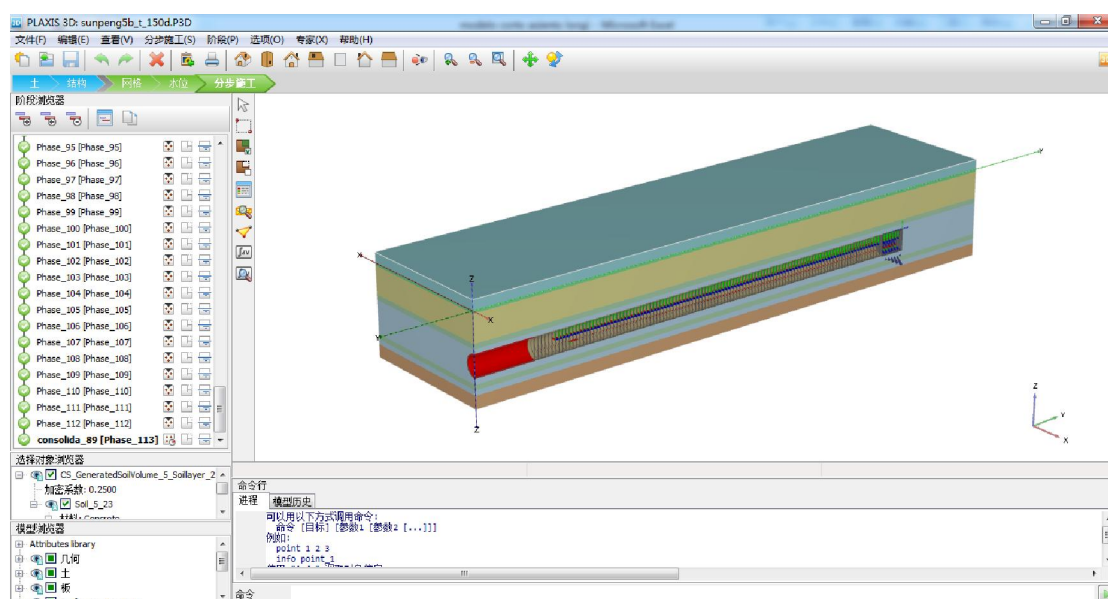


Figura 6. 3 Fases de cálculo y modelo definido

6.3. Resultados modelo

En la Figura 6.4, se presenta los asentamientos totales del modelo en distintos colores, tras realizar el cálculo de las 113 etapas.

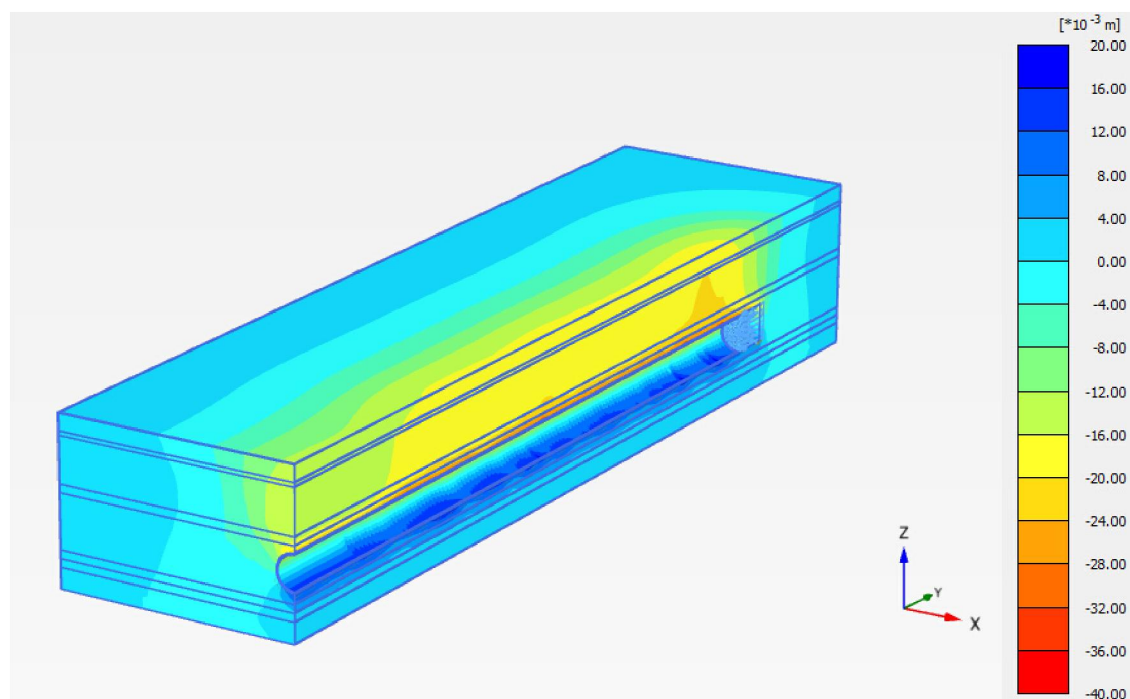


Figura 6. 4 Asiento total del modelo calculado

6.3.1. Movimiento del terreno en superficie

6.3.1.1. Cubeta longitudinal de asiento

Son los resultados que vienen de la penúltima fase del modelo, que simula los asientos de acabar de la excavación de los últimos 1.5m de la simulación. Los resultados se muestran en la Figura 6.5. El asiento máximo vertical es de -19.2mm y se encuentra a 66m del frente de excavación y 174m del inicio del túnel.

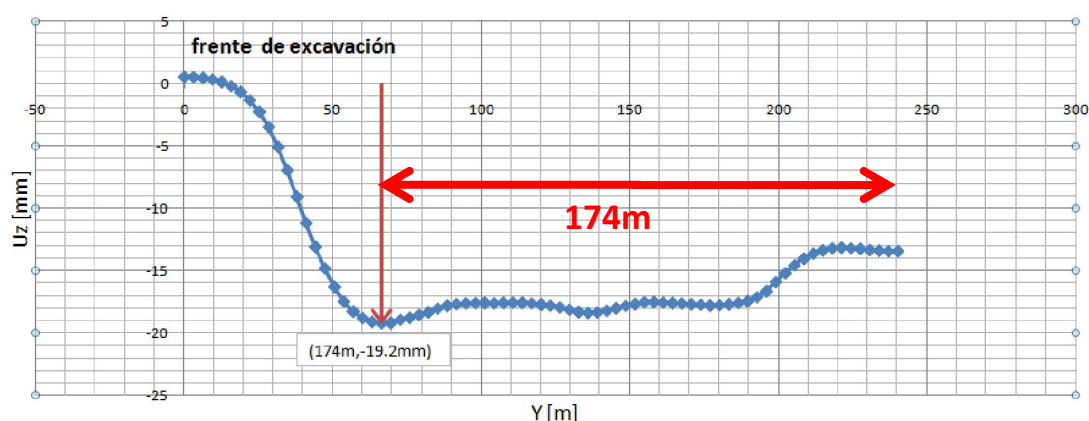


Figura 6. 5 Asiento longitudinal de corto plazo

Los resultados del largo plazo que se muestran en la Figura 6.6, vienen de la última fase del modelo, que es la fase con consolidación de 150 días, para simular el caso real. El asiento máximo vertical es de -20.4mm y se encuentra a 66m del frente de excavación y 174m del inicio del túnel.

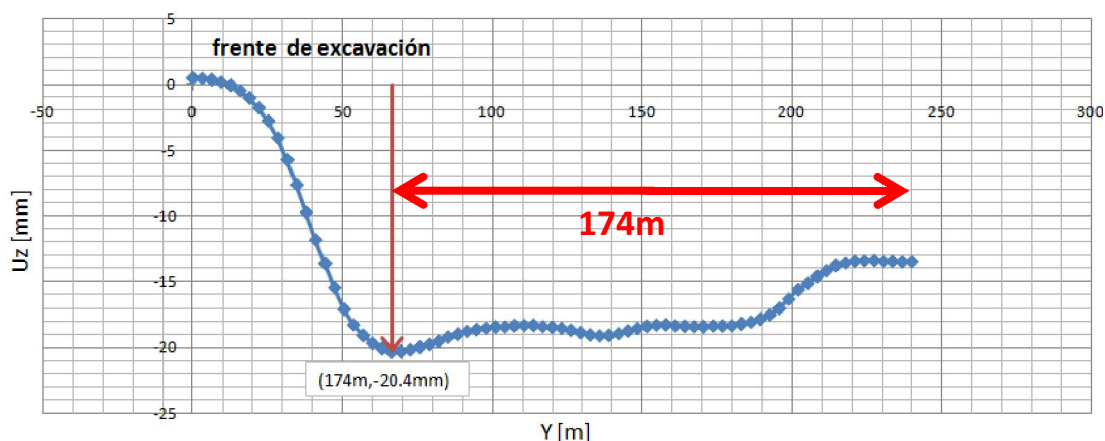


Figura 6. 6 Asiento longitudinal de largo plazo.

6.3.1.2. Cubeta transversal de asiento en superficie

De los resultados de la sección 6.2.1, se sabe que el asiento longitudinal máximo sucede en 174m del frente de excavación, esto se muestra en la Figura 6.7. En esta parte sacamos los asientos transversales de la dicha sección. Consiste en dos plazos, de largo y de corto.

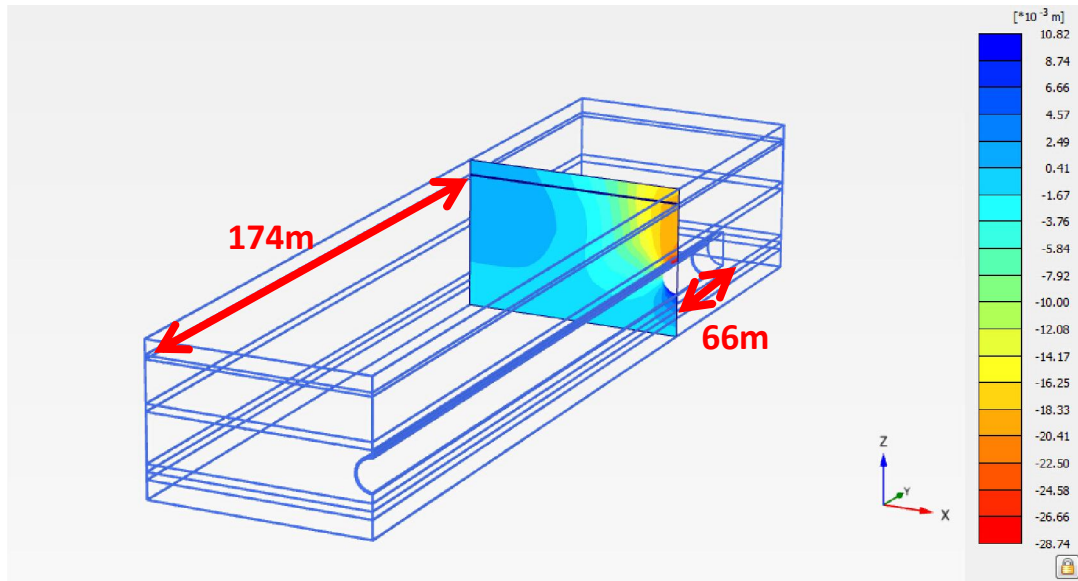


Figura 6. 7 El corte del asiento máximo en el plano XZ

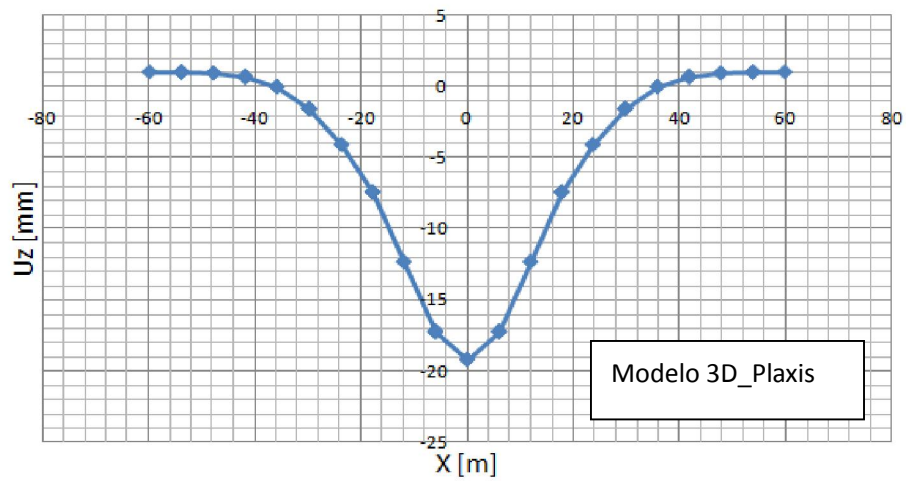


Figura 6. 8 Asiento transversala corto plazo

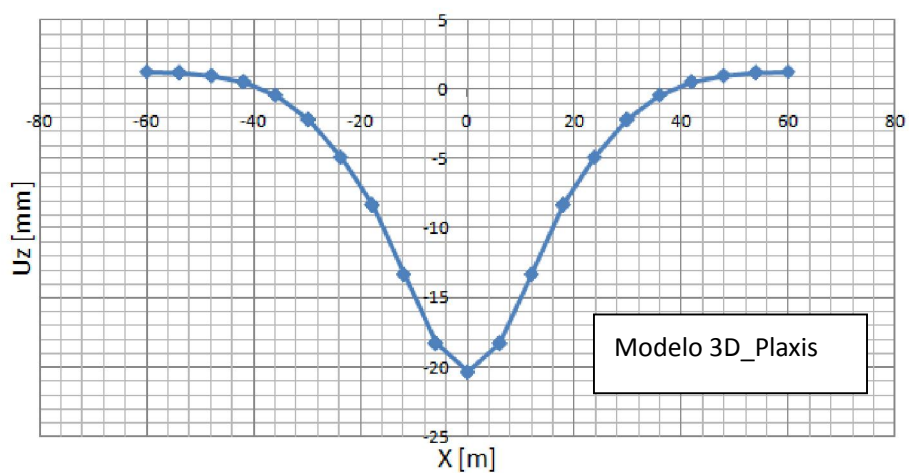


Figura 6. 9 Asiento transversal a largo plazo

Cogemos los datos de los asientos transversales desde la sección en la Figura 6.7, se muestran en la Figura 6.8 y 6.9. El rango de x es de -60m a +60m, la curva es

simétrica y sigue la tendencia de distribución Gaussiana como lo que hemos explicado en el capítulo 3. El valor máximo a corto plazo es -19.2mm y el valor máximo a largo plazo es -20.4mm, que coinciden con los asientos longitudinales respectivos anteriores.

6.3.2. Movimiento del terreno en profundidad

6.3.2.1. Cubeta transversal de asiento en profundidad

De los resultados de las distintas profundidades, que son -3.5m,-6.5m,-9.5m debajo de superficie. Se presentan como la Figura 6.10 y 6.11.

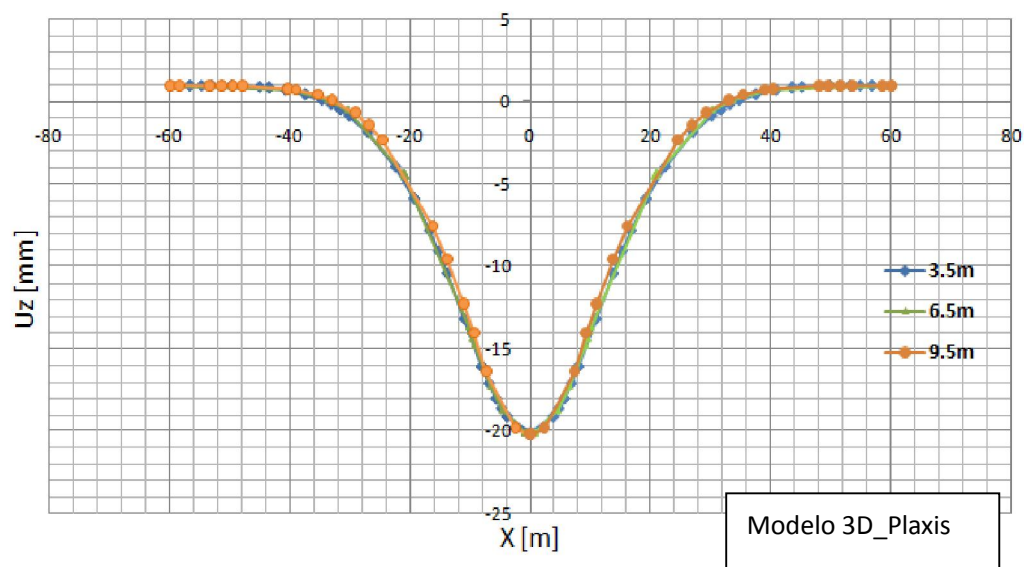


Figura 6. 10 Asiento transversal acorto plazo

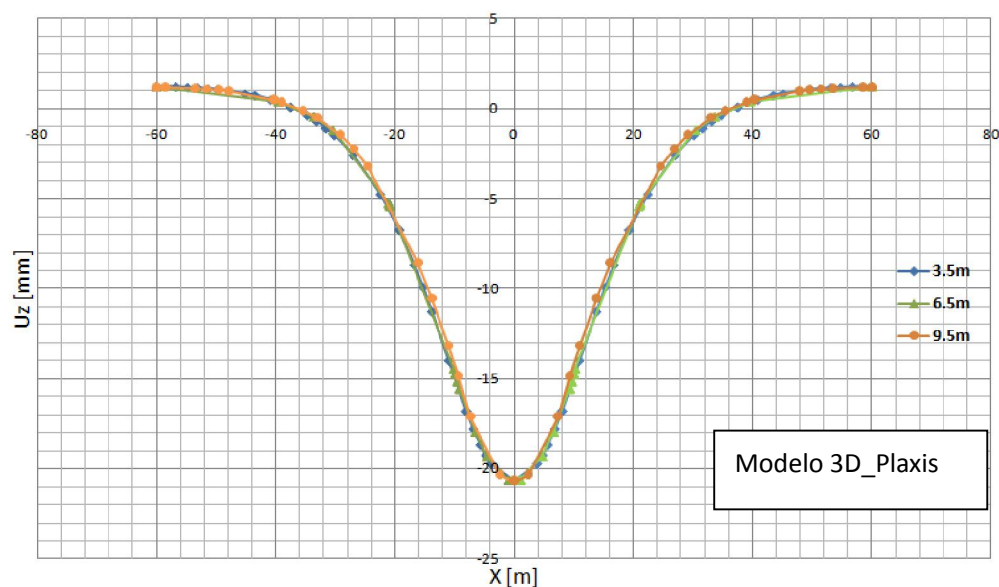


Figura 6. 11 Asiento transversal a largo plazo

En estos dos casos los asientos transversales no cambian mucho a lo largo de la

profundidad, es normal porque la excavación de túnel se realiza en la profundidad de sobre 20m, en cambio los datos que sacamos desde el modelo vienen de poco profundo. Pero podemos ver los valores máximos en profundidad son mayores que los valores máximos en la superficie. A corto plazo el valor es sobre 20.0mm y a largo plazo el valor es sobre 21.0mm.

6.3.2.2. Movimientos verticales en profundidad

A lo largo del eje x, se eligieron tres puntos del modelo para comparar con los datos reales. Como la Figura 6.12, son de $x=0\text{m}$ que está justamente por encima del centro del túnel. La profundidad máxima es 10m. $x=+6.3\text{m}$ y $x=-7.2\text{m}$ que están situados en los laterales de la excavación del túnel. La profundidad máxima es 24.5m. La locación de los puntos estudiados se presenta en la Figura 6.12.

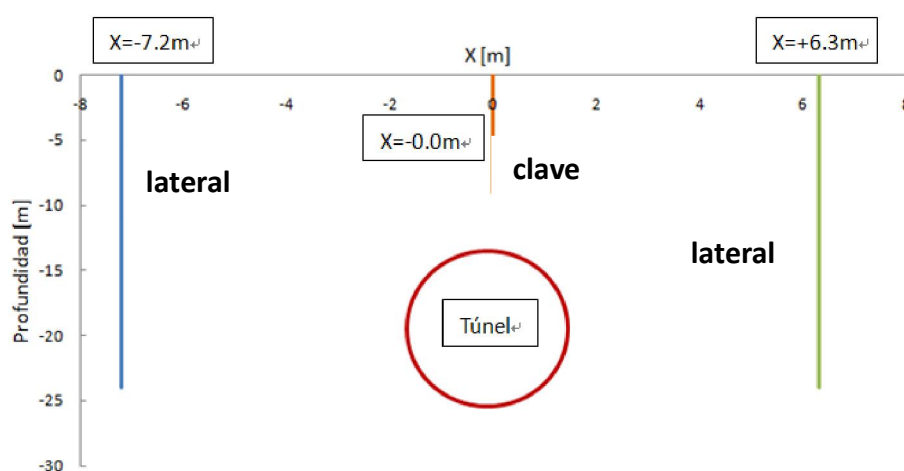


Figura 6. 12 Puntos elegidos para sacar los movimientos verticales

Los resultados se presentan como la Figura 6.13 y 6.14.

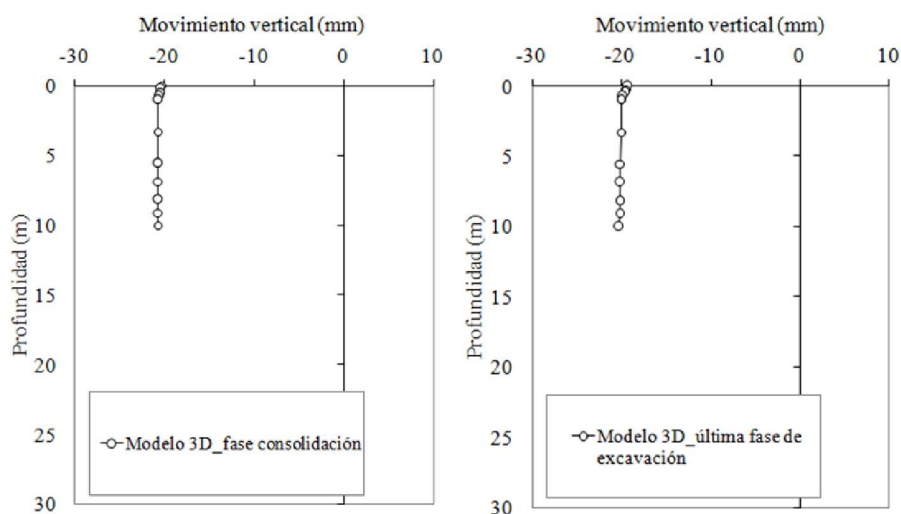


Figura 6. 13 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=0\text{m}$)

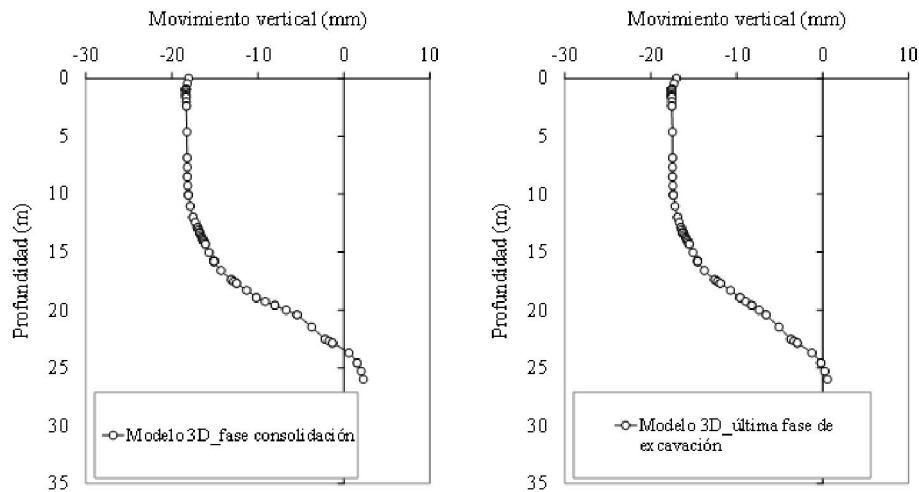


Figura 6. 14 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=+6.3\text{m}$)

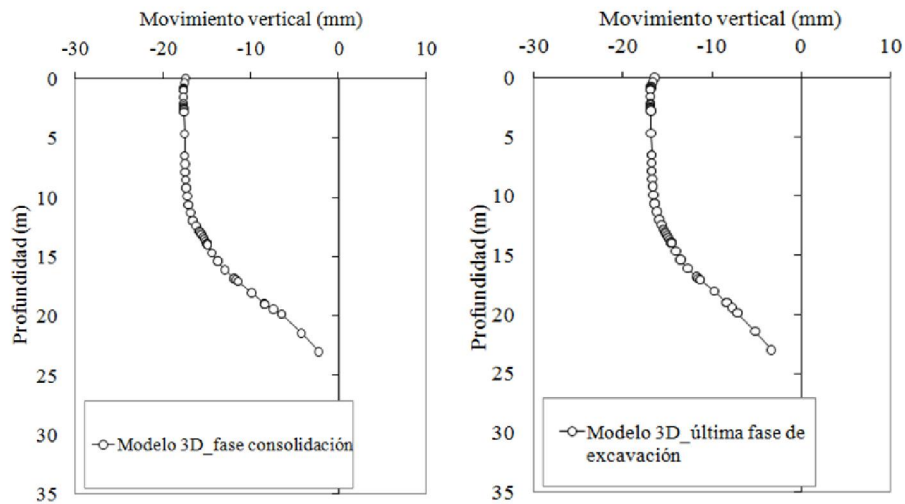


Figura 6. 15 Movimiento vertical de corto y largo plazo($x=-7.2\text{m}$)

En la Figura 6.13 se observa que en puntos más superficiales el asiento aumenta ligeramente con la profundidad. Una vez alcanzada la clave de la excavación el asiento en profundidad disminuye hasta alcanzar valores inapreciables en puntos que coinciden con la solera del túnel, Figuras 6.14 y 6.15.

En la Figura 6.14 una vez superada la zona de la solera se observan pequeños levantamientos que se relacionan con efectos de descarga.

6.4. Comparativa resultados modelo instrumentación

En esta parte, se realiza la comparación de los resultados del modelo y los datos reales procedentes de la instrumentación. La comparación se muestra como la Figura 6.16.

6.4.1. Asiento longitudinal

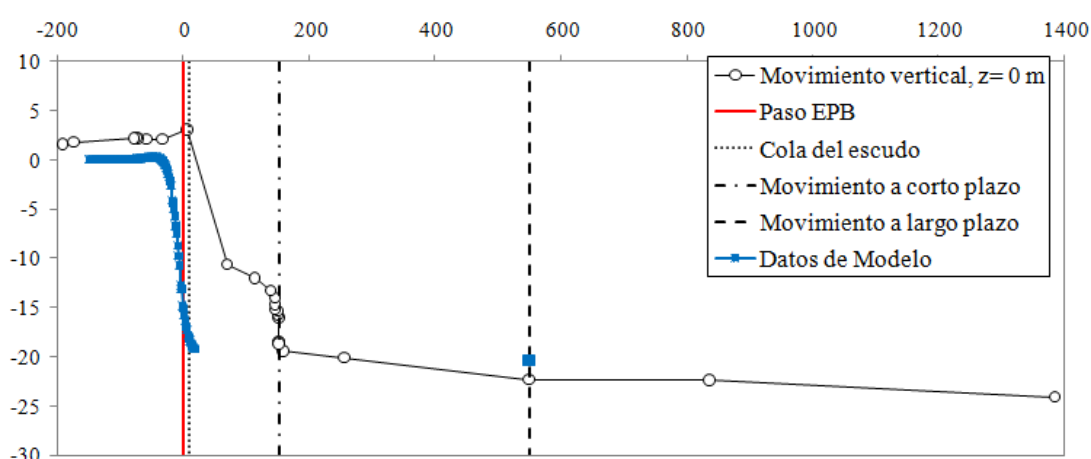


Figura 6. 16 La comparación de asiento longitudinal (de corto y largo plazo)

Los datos de modelo vienen del punto de control (0,174,0), se obtiene de la sección en los asientos longitudinales en el trazado del túnel en superficie, mostrado en la Figura 6.5.

Para comparar con los datos de instrumentación, en Plaxis_3D seleccionamos el desplazamiento de la dirección z de dicho punto por cada etapa de avance. La manera de obtener la curva de los análisis es diferente a la Figura 6.5 y 6.6 cuando graficamos los asientos longitudinales. Anteriormente los datos solo vienen de la última fase de avance o de la última fase de consolidación, que no pueden representar los cambios de un punto a lo largo del avance del túnel. En la Figura 6.16 podemos ver la magnitud alcanzada es prácticamente la misma. Sin embargo el asiento respecto el avance es mucho mayor en el caso del análisis que en la realidad.

6.4.2. Asiento transversal

La comparación del asiento transversal, se lleva a cabo con los datos de instrumentación en 3 puntos, que son $x=0\text{m}$, $x=+6.3\text{m}$ y $x=-7.2\text{m}$, una curva utilizando la interpolación con la distribución Gaussiana (explicada en el capítulo 3), y finalmente los resultados del modelo.

La comparación de la Figura 6.17 corresponde a la sección a 174m del inicio de la tuneladora con el periodo de consolidación, en cambio la Figura 6.18 corresponde a la

cubeta de asiento corto plazo

En superficie

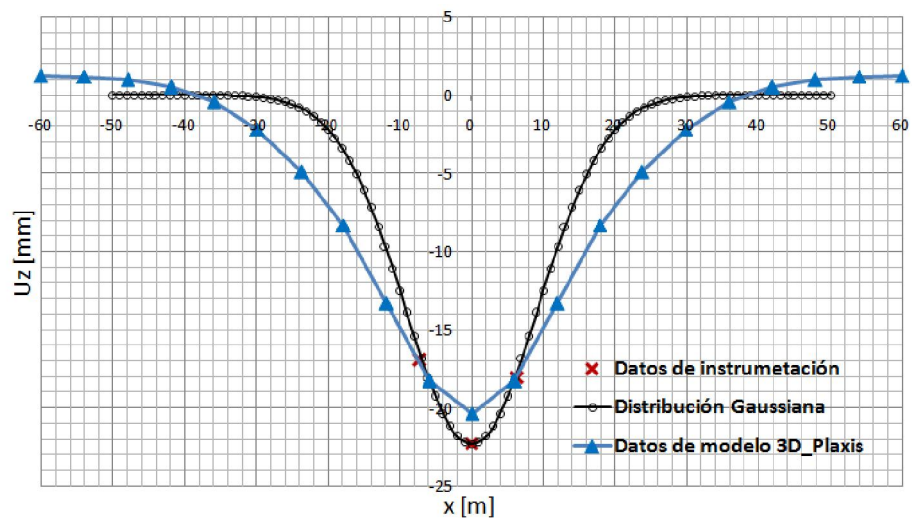


Figura 6. 17 En superficie (a largo plazo)

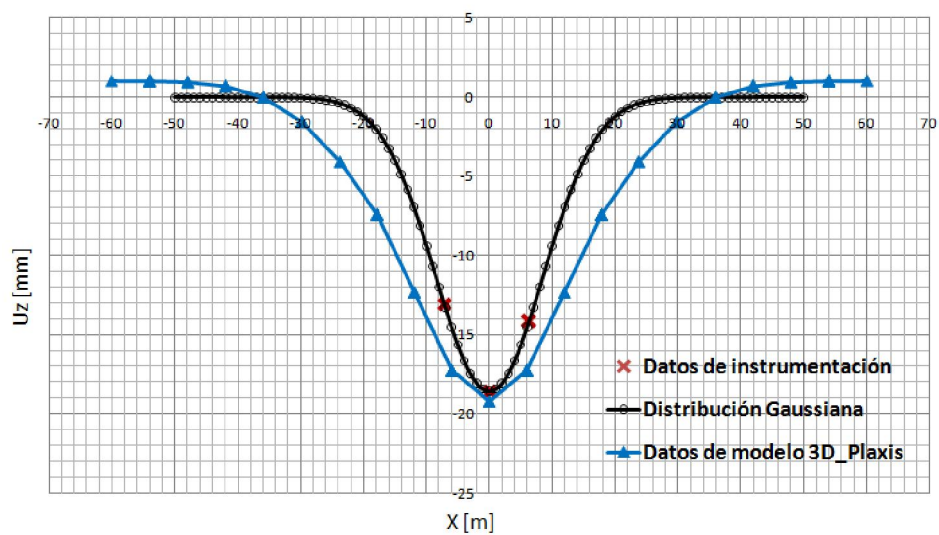


Figura 6. 18 En superficie (a corto plazo)

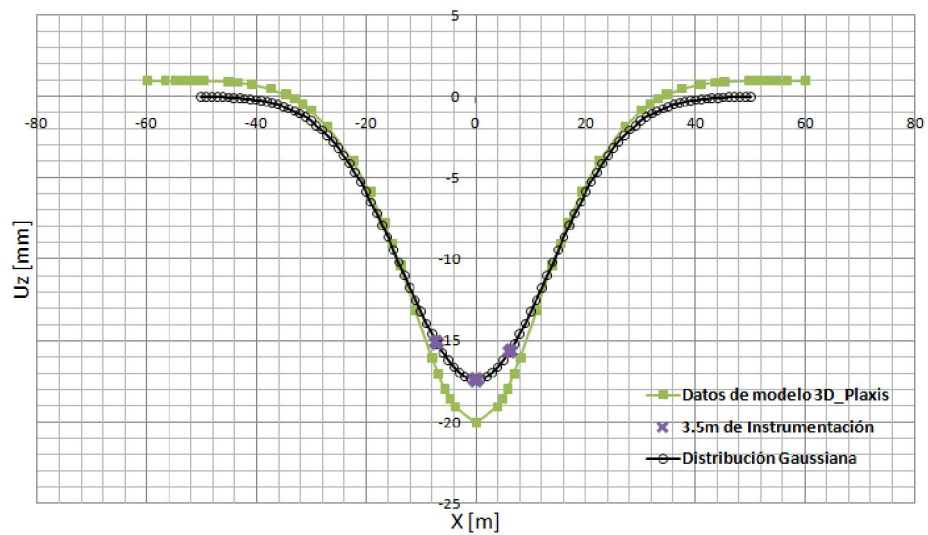


Figura 6. 19 Asiento transversal ($z=-3.5\text{m}$) de corto plazo

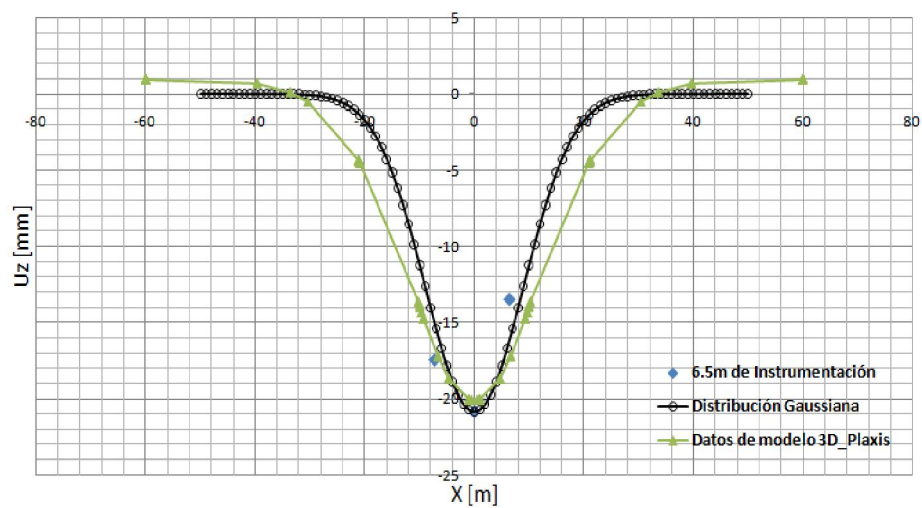


Figura 6. 20 Asiento transversal ($z=-6.5\text{m}$) de corto plazo

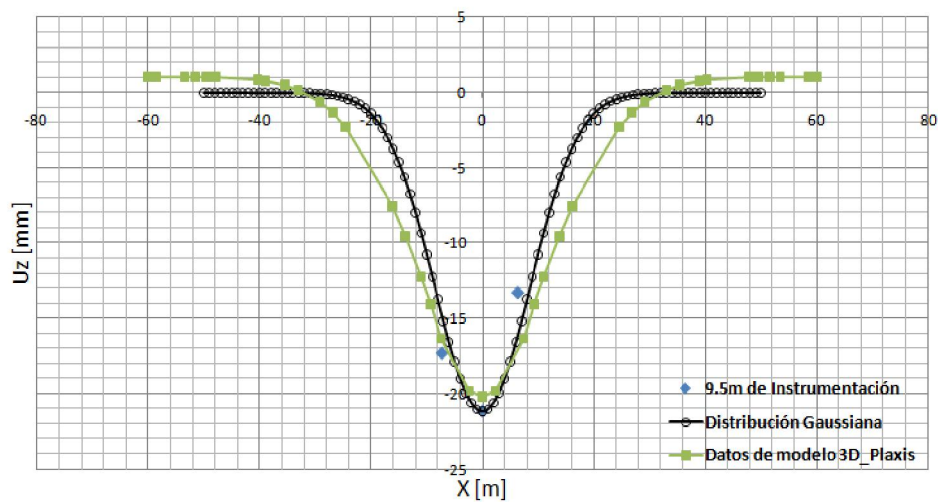


Figura 6. 21 Asiento transversal ($z=-9.5\text{m}$) de corto plazo

En profundidadDe largo plazo

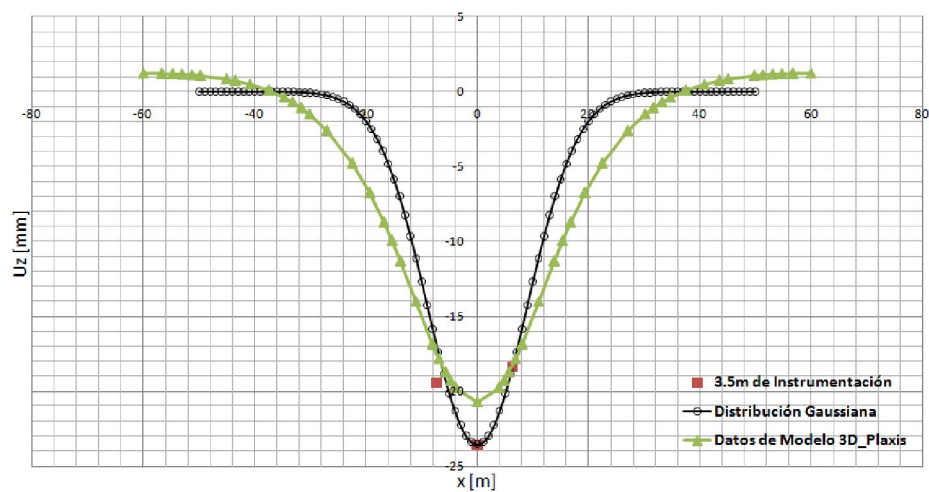


Figura 6.22 Asiento transversal($z=-3.5\text{m}$) de largo plazo

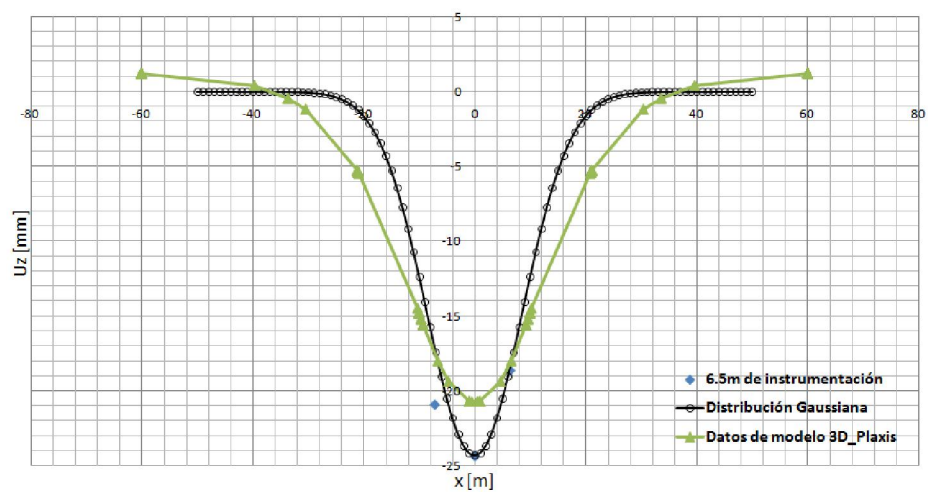


Figura 6.23 Asiento transversal($z=-6.5\text{m}$) de largo plazo

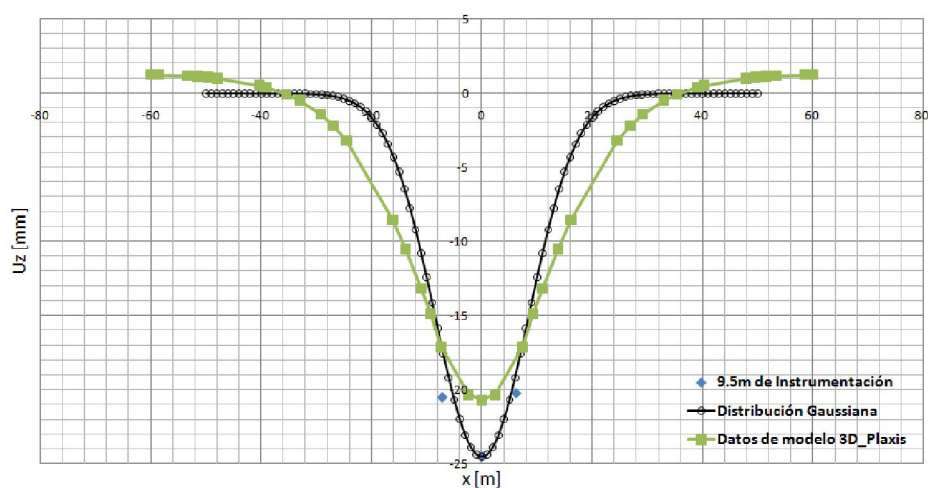


Figura 6.24 Asiento transversal($z=-9.5\text{m}$) de largo plazo

En la superficie el asiento máximo del modelo 3D_Plaxis a corto plazo es 19.2mm, que es un poco mayor que 18.55mm de instrumentación. La anchura de cubeta del

asiento de modelo también es más ancha que la de instrumentación. En cambio, el asiento máximo del modelo 3D_Plaxis a largo plazo es 20.4mm, que es un poco menor que 22.3mm de instrumentación. La anchura de cubeta del asiento de modelo también es más ancha que la de instrumentación. Los resultados en profundidad presentan la tendencia similar.

Por otro lado, vemos la influencia de la diferencia de tiempo. El asiento a largo plazo es mayor que lo a corto plazo, que es normal porque durante los 150 días de consolidación, el suelo se asienta más y el asiento es más estable que en la última fase de excavación. En el caso real necesitan el tiempo de consolidación porque durante estos días se endurezca el mortero, y a la vez se disipa la presión de poros generadas por la excavación.

6.4.3. Movimientos verticales

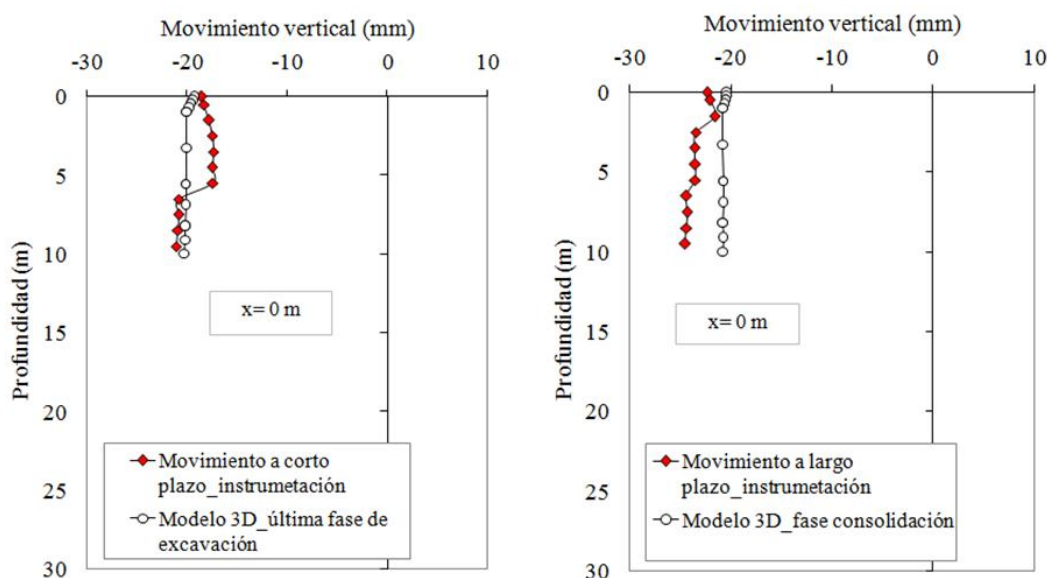


Figura 6. 25 Movimientos verticales de x=0m

Para $x=0m$, el movimiento vertical casi no cambia a lo largo de la profundidad. Es que el túnel donde sucede la excavación se sitúa en la mayor profundidad, que es sobre de 15 m a 25 m. Por eso la excavación no afecta tanto a la parte superior.

Para investigar los movimientos verticales más notables, se eligieron dos secciones laterales con mayor profundidad para ver qué ocurría en estas zonas cuando se excavaron.

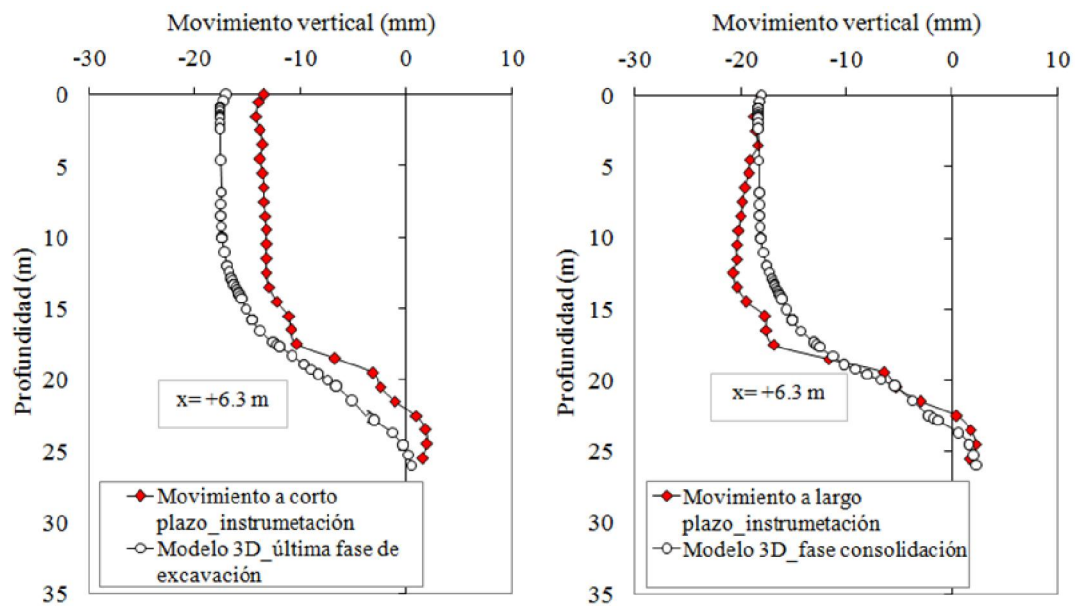


Figura 6.26 Movimientos verticales de $x = +6.3 \text{ m}$

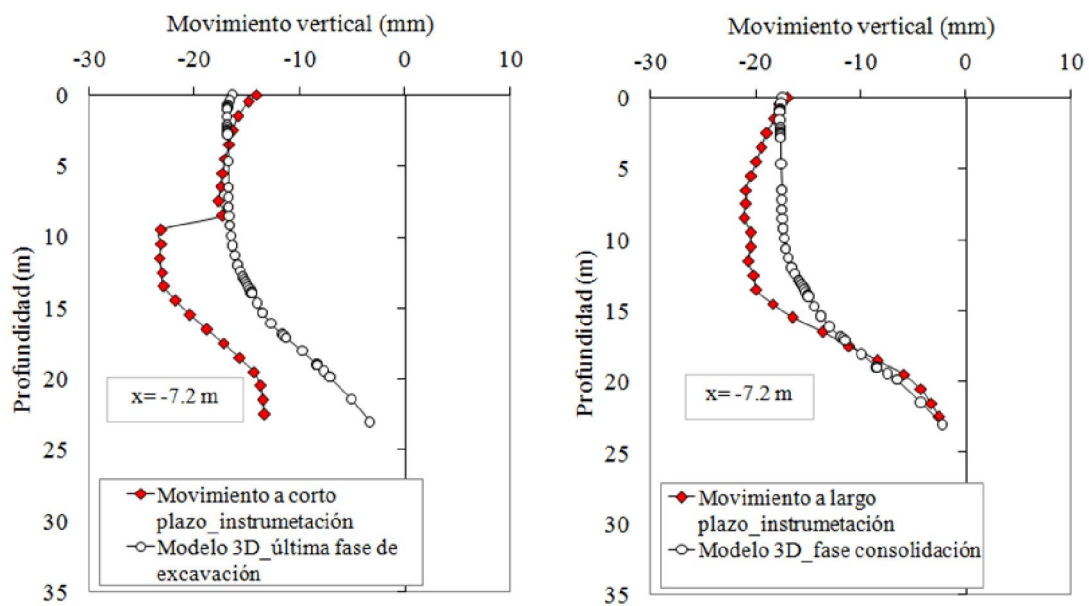


Figura 6.27 Movimientos verticales de $x = -7.2 \text{ m}$

En estas secciones resultan valores de asiento muy similares a los datos de instrumentación, lo que indica es que el modelo 3D_Plaxis que se ha construido puede simular el caso real. Además los resultados del modelo presentan una tendencia correcta del movimiento vertical.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

Todos los datos presentados en esta tesina tienen como objetivo la caracterización de los movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad debidos a la excavación mediante EPB, de un tramo de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Con la finalidad de conocer el comportamiento del modelo 3D Plaxis se realizaron algunos análisis preliminares con un modelo de dimensiones reducidas. En estos análisis se cambiaron condiciones de contorno y flujo del túnel. De ello se desprende que la condición de flujo debe ser abierta en Z, y que se ignore el comportamiento no drenado en la primera etapa del análisis. Este análisis no es útil para la simulación de los movimientos del terreno. Por esta razón se realizó un modelo más extenso.

En general, el modelo extendido 3D construido con el programa Plaxis funciona adecuadamente y puede representar la tendencia de los datos de instrumentación.

Para el movimiento en superficie, generalmente la tendencia del modelo es correcta. El asiento transversal máximo del modelo 3D en Plaxis es un poco menor que el asiento registrado por la instrumentación y la anchura de cubeta del asiento transversales del modelo 3D_Plaxis es un poco más ancha.

El asiento longitudinal a corto plazo ocurre a los 66 metros de avance (a 174m del inicio del túnel donde se ha fijado el punto de control), mientras que el asiento a corto plazo registrado por la instrumentación se obtiene a una distancia de 153 m del frente de excavación.

A largo plazo, el asiento máximo simulado por el modelo y el registrado por la instrumentación es similar aunque un poco más pequeño para el caso del modelo 3D. En la realidad, el asiento máximo registrado ocurre a los 550 metros de distancia del frente del túnel. Debido a las limitaciones de cálculo, el análisis, se ha supuesto que el largo plazo se alcanza tras un avance de 66m más 150 días de consolidación (equivalente a suponer que el frente de excavación ha avanzado 3.2 m/día como se sabe que ocurre en la realidad). Por ese motivo, se cree que una posible causa de la diferencia entre el movimiento registrado por la instrumentación de campo y el análisis de elementos finitos sea la longitud adoptada en el modelo.

Para el movimiento en profundidad, el asiento transversal presenta un valor parecido al valor registrado en la superficie. Se ha comprobado que el asiento en profundidad aumenta ligeramente aunque el valor máximo del modelo 3D_Plaxis es un poco menor que al de instrumentación, y la anchura de cubeta del asiento de modelo 3D_Plaxis es un poco más ancha.

En cambio, el movimiento vertical nos sale los resultados muy similares con los datos de instrumentación. Los primeros metros el asiento no cambia mucho y una vez alcanza la zona de hastial el asiento empieza a disminuir, hasta que finalmente ocurren unos pequeños levantamientos en la zona de solera debido a la descarga del terreno. Sus valores y la tendencia de la curva entre los datos de campo y la simulación se ajustan correctamente.

Con la finalidad de simular mejor los asientos en la clave de la excavación a largo plazo, se han realizado otros cálculos con el modelo y comprobar cómo afectan los resultados.

FUTUROS TRABAJOS

Se propone hacer un estudio completo de sensibilidad de los materiales utilizados. De esta forma poder conocer que parámetros pueden condicionar los diferentes movimientos que pueden generarse durante la excavación del túnel.

Se propone también realizar un análisis de sensibilidad de la fuerza de los gatos de empuje sobre la dovela, ya que se desconoce con exactitud este valor en la realidad.

Se propone hacer un modelo de mayor longitud con el fin de alcanzar el largo plazo. Esto comportaría un avance importante, sin embargo actualmente queda limitado por el elevado coste computacional que representaría. Por otro lado, también se podría realizar un modelo en el cual la fase de excavación vaya seguida de la fase de consolidación que sería más realista.

Por último, se propone realizar un refinado de la malla mayor, en especial, en el contorno de la excavación, de esta manera se obtendrían más puntos de cálculo y posiblemente una solución algo más ajustada en la clave de la excavación.

REFERENCIAS

Almera, J., 1891. Mapa geológico-topográfico de la provincia de Barcelona. Región I o de contornos de la capital. Escala 1:40.000. 1ª, Barcelona.

Attewell, P.B. & Woodman, J.P. (1982). "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil". Ground Engineering, 13-16, 18-22&36.

Babendererde S.(2004).GEOLOGICAL RISK IN THE USE OF TBMS IN HETEROGENEOUS ROCK MASSES - THE CASE OF "METRO DO PORTO" AND THE MEASURES ADOPTED.Conference in Aveiro, Portugal

Bono, R., Ortu, M., Valdemarin, F. (2008). " Surface settlement minimization in soft soil when excavating with an earth pressure balance shield". Jornada técnica: Túneles con EPB simulación y control de la tuneladora.

Broms, B. B. and Bennermark, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division SM1, Vol. 93, pp. 71-94

Clough, G. W., Sweeney, B.P. and Finn, R. J. (1983). Measured soil response to EPB shield tunnelling. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 2, February, pp. 131-149.

Cording, E. J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. General Report,9th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile.

Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J., Seneviratne, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Geotechnique, vol.30, No.4, pp 397-419.

Dimmock, P.S. (2003). Tunnelling induced ground and building movement on the Jubilee Line Extension. Ph. D. Thesis, University of Cambridge.

Emeriault F., Bonnet-Eymard T., Kastner R., Vanoudheusden E., Petit G., Robert J., Lamballerie J.-Y. and Reynaud B. (2005a). "Analysis of ground movements induced by tunnelling: comparison of the earth pressure balanced, slurry shield and compressed-air TBM techniques on Toulouse subway line B". Underground Space Use – Proc. 31st ITA-AITES World Tunnel Congr. Erdem&Solakeds BALKEMA, Istanbul (Turkey), 07-12/05/2005. p.841-848.

Gens, A., Persio, R., Di Mariano, A., Castellanza, R., Arroyo, M. (2009). "Relación entre parámetros de una tuneladora EPB y los movimientos del terreno". Jornadas Hispano Portuguesas sobre geotecnia en las infraestructuras ferroviarias, Madrid, pp. 433-441.

Kimura, T., & Mair, R. J. (1981). "Centrifugal testing of model tunnels in soft clay". Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. 1. Balkema, Rotterdam. 319-322. Leca, E., Barry, N. (2007) "Settlements induced by tunneling in soft ground". Tunnelling and Underground Space Technology 22, pp. 119-149.

Lee, K.M., Ji, H.W., Shen, C.K., Liu, J.H. and Bai, T.H. (2000). A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunnelling in soft clay. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo (eds Kusakabe, O., Fujita, K. & Miyazaki.), Balkema, pp. 251-256.

Mair, R. J. and Taylor, R. N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. State-of-the-Art Report and Theme Lecture, Proceedings 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol. 4, pp. 2353-2385.

Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). "Subsurface settlement profiles above tunnels in clay". Geotechnique, 43, 2, pp. 315-320.

Marques, M.A., 1984. Las formaciones cuaternarias del delta del Llobregat, LXXI. Institut d'Estudis Catalans, Barcelona, 1-280 pp.

Matsushita Y., Iwasaki Y., Hashimoto T. and Imanishi H. (1995). "Behaviour of subway tunnel driven by large slurry shield", Underground Construction in Soft Ground, pp. 253-256

Medialdea, J., Maldonado, A., Alonso, B., Diaz, J.I., Farrán, M., Giró, S., Vazquez, A., Saenz Amor, E., Martínez, A. and Medialdea, T., 1986. Mapa geológico de la plataforma continental española y zonas adyacentes. E 1:200000. Tarragona. Memoria. Hojas 41 and 442. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Madrid.

O'Reilly, M.P., & New, B.M. (1982). "Settlements above tunnels in the United Kingdom— their magnitude and prediction". Tunnelling '82, London, IMM, 173-181.

Peck, R.B. (1969) "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, pp. 225-290.

Peña Duarte, M.A. (2007). Foam as a soil conditioner in tunnelling: physical and mechanical properties of conditioned sands. Ph.D. Thesis, University of Oxford.

Rankine, W.J. (1988). "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects". Engineering geology of underground movements. The Geological Society, London, pp.79-82.

Shirlaw, J.N., Ong, J:C:W., Rosser, H:B., Tan, C:G., Osborne, N:H:, &Heslop, P:E. (2003). "Local Settlements and Sinkholes due to EPB Tunnelling". Proceedings Institution of Civil Engineering, Geotechnical Engineering, issue 4, pp. 193-211.

Skempton, A. W &Chrimes, M. M. (1994). Thames Tunnel: geology, site investigation and geotechnical problems. Géotechnique 44, 191-216.

Solé-Sabarís, L., 1963. Ensayo de interpretación del Cuaternario Barcelonés. Miscel. Barcilonensia, II: 7-54.

Wongsaroj J., Borghi X., Soga K., Mair R.J., Sugiyama T, Hagiwara T. and Bowers K.H. (2005). "Effect of TBM driving parameters on ground surface movements : Channel Tunnel Rail Link Contract 220", Proc.5th Symp. onGeotech. Aspect of Undergr. Constr. in Soft Ground, K.J. Bakker et al. eds, Amsterdam, 15-17 june 2005,pp. 335-341.